



Carolina Silveira Agostinho

Bacharel em Engenharia Civil

**Rotura de fundo de escavações em condições
não drenadas: influência da resistência à flexão
da cortina**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil - Estruturas e Geotecnia

Orientador: Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra,
Professor Associado, FCT/UNL

Co-orientador: Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão,
Professor Associado, FCT/UNL

Júri

Presidente: Professora Doutora Ildi Cismasiu
Arguente: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo
Vogal: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Abril, 2020

Rotura de fundo de escavações em condições não drenadas: influência da resistência à flexão da cortina

Copyright © Carolina Silveira Agostinho, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade NOVA de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

A minha avó.

AGRADECIMENTOS

Começo por agradecer à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, por ter correspondido as minhas expectativas em relação ao excelente ensino. A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil, por todo aprendizado ao longo do curso, em especial a Coordenadora e Professora Doutora Ildi Cismasiu, pela orientação e ótima recepção.

Ao meu orientador, o Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra, que sem dúvida foi o melhor professor do curso, desde a boa didática e entusiasmo em lecionar as aulas transmitindo seus conhecimentos até a cordialidade que sempre teve com todos alunos, sem distinção. Agradeço principalmente pela paciência até nas minhas dúvidas mais básicas, além de toda disponibilidade e empenho ao acompanhar e orientar o presente trabalho.

Ao meu co-orientador, o Professor Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão, por me ensinar tudo que foi necessário para o desenvolvimento dos cálculos nos softwares utilizados, assim como os conhecimentos científicos para elaboração do presente trabalho.

À toda minha família, que mesmo a distância transmitiram toda tranquilidade e segurança para que eu pudesse seguir em frente em todos os momentos de dificuldade, que não foram poucos ao longo desses dois anos, por terem apoiado minha decisão de viver tão distante. Em especial a minha avó Maria do Carmo que partiu na minha ausência, a quem dedico este trabalho e agradeço por sempre me amar e admirar, me fazendo sentir sempre tão especial.

Para finalizar, agradeço aos meus amigos brasileiros e aos poucos que fiz por aqui, porém muito queridos, pela amizade, carinho e incentivo.

RESUMO

A segurança de escavações suportadas por estruturas flexíveis deve ser verificada em relação à rotura de fundo, associadas a solos argilosos em condições não drenadas, quando a profundidade da escavação é superior à capacidade resistente do solo, não sendo então possível suportar o peso das massas de solo remanescentes nos lados da escavação.

A plastificação das cortinas de contenção pode ocorrer se a resistência à flexão for insuficiente e assim contribuir para rotura de fundo do solo de fundação. Desta forma, o presente trabalho visa investigar o problema nesta perspectiva, verificando a influência à flexão da cortina na rotura de fundo de escavações em solos argilosos sob condições não drenadas. O estudo recorre ao método dos elementos finitos, através de análises limite, admitindo que a cortina tem comportamento rígido-plástico. Primeiramente, define-se um caso de estudo para ampla gama de momentos plásticos, seguido por uma análise paramétrica dos fatores geométricos com maior relevância, como profundidade enterrada da cortina, largura da escavação e a distância entre o último nível de apoio da cortina ao fundo da escavação.

Palavras-chave: rotura de fundo, plastificação da cortina, escavações profundas em solos argilosos, análises limite, método dos elementos finitos.

ABSTRACT

The safety of excavations supported by flexible structures should be checked for basal stability, usually associated with clayey soils in undrained conditions, when the excavation depth is greater than the soil's bearing capacity, and it is therefore not possible to support the weight of the remaining soil masses on the sides of the excavation.

The plastification of the retaining structure may occur if the flexural strength is insufficient and thus contribute to the basal in stability of the foundation soil. Thus, the present study aims to investigate the problem in this perspective, verifying the influence of the flexural strength of the wall on the basal stability of excavations in clayey soils under undrained conditions. The study resorts to the finite element method, through limit analysis, assuming that the wall has a rigid plastic behavior. First, a case study is defined for a wide range of plastic bending moments, followed by a parametric analysis of the most relevant geometric factors, such as buried depth of the wall, width of the excavation and the distance between the last level of support of the wall and the bottom of the excavation.

Keywords: basal stability, plastification of the retaining wall, deep excavation in clay soils, limit analysis, finite element method.

ÍNDICE

Índice de Figuras	xv
Índice de Tabelas	xix
Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos	xxi
1 Introdução	1
2 Revisão Bibliográfica	5
2.1 Considerações Gerais	5
2.2 Estabilidade do Fundo da Escavação	7
2.2.1 Rotura de fundo em condições não drenadas	7
2.2.1.1 Proposições de Terzaghi	8
2.2.1.2 Proposições de Bjerrum & Eide	9
2.2.1.3 Métodos baseados em cálculo numérico	10
2.2.2 Rotura de fundo em condições drenadas	11
2.3 Parâmetros que Influenciam a Estabilidade do Fundo da Escavação	12
2.3.1 Presença de estrato rígido em certa profundidade	12
2.3.2 Resistência à flexão da parede de contenção e profundidade enterada	14
2.3.3 Adesão solo-estrutura, largura e altura da escavação	16
3 Caso Base	19
3.1 Metodologia de Resolução	19
3.1.1 Descrição do software <i>mechpy</i>	19
3.1.2 Definição do caso base	21
3.2 Modelo bidimensional	22
3.2.1 Modelo da cortina	24
3.2.2 Definição da espessura e malha da cortina	28
3.2.3 Definição da malha do terreno	32
3.3 Exemplo de Cálculo	32
3.4 Análise dos Resultados	35
4 Estudo Paramétrico dos Fatores Geométricos	41

4.1	Introdução	41
4.2	Influência do último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação . .	43
4.2.1	Resultados de número de estabilidade, $\gamma h/c_u$	43
4.2.2	Formação de rótulas plásticas	45
4.3	Influência da largura da escavação	49
4.3.1	Resultados de número de estabilidade, $\gamma h/c_u$	49
4.3.2	Resultados dos mecanismos de colapso	53
4.4	Influência da profundidade enterrada da cortina	63
4.4.1	Resultados de número de estabilidade, $\gamma h/c_u$	63
4.4.2	Resultados dos mecanismos de colapso	63
5	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	77
5.1	Conclusões	77
5.2	Desenvolvimentos Futuros	79
	Bibliografia	81

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1	Tipos de estruturas de suporte flexíveis (Guerra, 2016).	6
2.2	Esquema geral da rotura de fundo da escavação - adaptado de Guerra (2018).	7
2.3	Rotura de fundo de escavação - adaptado de Terzaghi (1943).	8
2.4	Rotura de fundo de escavação em escavações pouco profundas limitadas inferiormente por estrato rígido - adaptado de Guerra (2018).	8
2.5	Análise de estabilidade do fundo quando a cortina penetra abaixo da base da escavação - adaptado de Guerra (2018).	9
2.6	Factores para o cálculo do coeficiente de segurança à rotura do fundo em escavações em solos argilosos moles (Skempton, 1951) – adaptado de Matos Fernandes (1983).	10
2.7	Geometria do problema (a); casos analisados: Caso 1 (b) e Caso 2 (c) (Santana et al., 2018).	13
2.8	Influência da relação d/h . Resultados dos números de estabilidade obtidos nos cálculos em comparação com outras soluções (Santana et al., 2018).	14
2.9	Zonas de deformação plástica obtidas a partir dos cálculos do UB para diferentes relações d/h e h/B (Santana et al., 2018).	14
2.10	Efeitos da profundidade enterrada da parede na estabilidade de escavações profundas de solos argilosos - adaptado de Ukritchon et al. (2003).	15
2.11	Mecanismos de colapso do limite superior previstos para paredes com elevada profundidade enterrada, $f/h = 2$ em solo argiloso, isotrópico e homogêneo, com $h/B = 0.375$ - adaptado de Ukritchon et al. (2003).	17
2.12	Resumo das previsões de limite inferior para paredes com elevada profundidade enterrada, $f/h = 2$ em solo argiloso, isotrópico e homogêneo, com $h/B = 0.375$ - adaptado de Ukritchon et al. (2003).	18
2.13	Efeito da adesão da parede e relação de aspecto de escavação na estabilidade de cortes verticais em argila - adaptado de Ukritchon et al. (2003).	18
3.1	Esquema geral da escavação considerado como caso base.	21
3.2	Geometria do modelo 2D (1 - solo; 2 - cortina).	22
3.3	Modelo 2D malhado no software <i>GMSH</i> (elementos quadrangulares).	23
3.4	Representação da malha final após conversão do software <i>mechpy</i> (elementos triangulares).	24

3.5	Esquema do modelo de viga.	25
3.6	Dimensões da malha utilizada na viga.	25
3.7	Cargas de colapso para Caso 1 e 2 (viga com espessura de 0.2 m).	29
3.8	Cargas de colapso para Caso 1 e 2 (viga com espessura de 0.1 m).	29
3.9	Cargas de colapso para limite superior e inferior do Caso 2.	31
3.10	Resultado da carga de colapso (limite superior) do caso base para M_{pl} igual a 1 kNm/m.	34
3.11	Esquema gráfico do andamento dos cálculos no software <i>mechpy</i>	35
3.12	Mecanismo de colapso caso base e taxa de dissipação para malha indeformada (a) e malha deformada (b) referente ao caso base.	36
3.13	Efeitos do M_{pl} da cortina nos resultados de estabilidade em solo argiloso. . .	37
3.14	Mecanismos de colapso do caso base.	39
4.1	Influência de $M_{pl}/(c_u f^2)$ e da distância entre o último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação no número de estabilidade, para $h/B = 1$ e $f/h = 0.33$	44
4.2	Influência de $M_{pl}/(c_u (f + h')^2)$ e da distância entre o último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação no número de estabilidade, para $h/B = 1$ e $f/h = 0.33$	45
4.3	Exemplo para identificação de rótulas plásticas.	46
4.4	Mecanismos de colapso evidenciando a formação de rótulas plásticas do limite superior em função de h' , para $f/h = 0.33$ e $h/B = 1$ (Parte 1/2).	47
4.5	Mecanismos de colapso evidenciando a formação de rótulas plásticas do limite superior em função de h' , para $f/h = 0.33$ e $h/B = 1$ (Parte 2/2).	48
4.6	Influência de $M_{pl}/(c_u (f + h')^2)$ e da largura da escavação no número de estabilidade - $h'/h = 0$	50
4.7	Influência de $M_{pl}/(c_u (f + h')^2)$ e da largura da escavação no número de estabilidade - $h'/h = 0.25$	51
4.8	Influência de $M_{pl}/(c_u (f + h')^2)$ e da largura da escavação no número de estabilidade - $h'/h = 0.5$	52
4.9	Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 0.004 kNm/m.	54
4.10	Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 0.04 kNm/m.	55
4.11	Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 0.1 kNm/m.	56
4.12	Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 0.4 kNm/m.	57
4.13	Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 0.8 kNm/m.	58
4.14	Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 1 kNm/m.	59

4.15 Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 10 kNm/m.	60
4.16 Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 100 kNm/m.	61
4.17 Mecanismos de colapso do limite superior para a cortina rígida.	62
4.18 Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 0.2$	64
4.19 Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 0.5$	65
4.20 Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 1$	66
4.21 Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 1.5$	67
4.22 Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 2$	68
4.23 Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 2.5$	69
4.24 Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 3$	70
4.25 Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a $0.04kNm/m$ e para diferentes valores de f/h e h/B	73
4.26 Mecanismos de colapso do limite superior para h/B igual a 1.5 e para diferentes valores de f/h e M_{pl}	74
4.27 Mecanismos de colapso do limite superior para f/h igual a 0.5 e para diferentes valores de h/B e M_{pl}	75

ÍNDICE DE TABELAS

3.1	Malhas de elementos finitos para viga com espessura de 0.2 m do Caso 1 e 2.	26
3.2	Parâmetros utilizados para modelação da viga.	27
3.3	Resultados de carga de colapso (kN/m/m) da viga para o Caso 1.	27
3.4	Resultados de carga de colapso (kN/m/m) da viga para o Caso 2.	28
3.5	Mecanismos de colapso indeformado da viga Caso 1 e 2 ($h_{divy} = 2$).	30
3.6	Parâmetros geométricos adotados para estudo malha do terreno.	32
3.7	Resultados dos números de estabilidade ($\gamma h/c_u$) para estudo malha do terreno.	32
3.8	Parâmetros geométricos adotados para o caso base.	33
3.9	Parâmetros do solo adotados para o caso base.	33
3.10	Parâmetros da cortina adotados para o caso base.	33
3.11	Valores de M_{pl} atribuídos à cortina.	34
3.12	Resultados dos números de estabilidade ($\gamma h/c_u$) obtidos dos cálculos numéricos de limite superior e inferior.	36
4.1	Cálculos realizados para valores de M_{pl} iguais a 0.004, 0.04, 0.1, 0.4, 0.8, 1, 10, 100 kNm/m e cortina rígida.	42
4.2	Resultados dos números de estabilidade ($\gamma h/c_u$) para diferentes dimensões de malha do terreno.	43

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

α	aderência ao longo da interface solo-parede.
B	largura da escavação.
c_a	adesão solo-parede de contenção.
c	resistência ao corte da viga e cortina.
c_u	resistência ao corte não drenada do terreno.
d	distância do estrato rígido ao fundo da escavação.
D	distância do estrato rígido ao pé da parede de contenção.
d_c	fator corretivo da profundidade da fundação.
e	espessura da viga.
$e_{cortina}$	espessura da cortina.
f	profundidade enterrada da parede de contenção no terreno, comumente designada de “ficha”.
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia.
$\gamma_{cortina}$	peso volúmico da cortina.
γ_{sat}	peso volúmico saturado.
γ	peso volúmico do solo.
γ_w	peso volúmico da água.
h	profundidade da escavação.
h_{divy}	parâmetro para determinação de smy em função da espessura da viga.
h'	distância entre o último apoio instalado na cortina ao fundo da escavação.

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

i_c	gradiente crítico.
i_s	máximo gradiente de saída.
L	distância entre a cortina e a fronteira da malha de elementos finitos.
λ	parâmetro de carga no colapso.
LB	Lower Bound.
L_{viga}	comprimento da viga.
M	momento fletor.
MDAM	Método de Direção Alternada de Multiplicadores.
MEF	Método dos Elementos Finitos.
M_{max}	momento fletor máximo.
M_p	momento plástico referente ao trabalho desenvolvido por Ukritchon et al. (2003).
M_{pl}	momento plástico.
N_s	número de estabilidade.
$N_{s,T}$	número de estabilidade Terzaghi.
p	carga uniformemente distribuída na viga.
$p_{colapso}$	valor da carga de colapso calculada.
π	proporção numérica definida pela relação entre o perímetro de uma circunferência e seu diâmetro.
$p_{teórica}$	valor da carga de colapso teórica.
Rd	parâmetro de erro dual do software <i>mechphy</i> .
Rp	parâmetro de erro primal do software <i>mechphy</i> .
RP	Rótula plástica.
s_c	fator corretivo da forma da fundação.
σ_h	tensão horizontal.
σ_{hp}	tensão horizontal passiva.
sm	dimensão da malha do terreno.
smx	parâmetro que representa a divisão horizontal da malha de elementos finitos da viga e cortina.
sm_y	parâmetro que representa a divisão vertical da malha de elementos finitos da viga e cortina.

TRI Teorema da Região Inferior.
TRS Teorema da Região Superior.

UB Upper Bound.
UNL Universidade Nova Lisboa.

x distância lateral entre a escavação e a formação do mecanismo de colapso.

y distância à base da escavação onde se localiza a rótula plástica na cortina.

INTRODUÇÃO

As obras de Engenharia Civil estão quase sempre inseridas em um contexto que envolvem movimentações de terra, sendo uma delas a escavação. Em uma construção a escavação é um dos processos mais importantes e essencial para a segurança e estabilidade de toda estrutura que será desenvolvida, além das estruturas existentes na vizinhança. As escavações podem ser de pequeno ou grande porte, dependendo do projeto que está a ser implantado. Desta forma serão sempre objeto de estudo, seja buscando inovações nas soluções ou processos construtivos mais econômicos e com maior segurança na estabilidade das mesmas.

Diante do crescimento dos grandes centros urbanos e a limitação do espaço para realização das obras, tornou-se comum o aproveitamento dos espaços subterrâneos para construção de vias de comunicação (rodoviários e ferroviários), parques de estacionamento, caves de edifícios entre outros. Muitas vezes as escavações são executadas com face vertical, devido a limitação da área disponível e desta forma devem ser executadas com o suporte de sistemas de contenção, como por exemplo cortinas de estacas pranchas, muros de suporte (alvenaria, betão, etc), paredes moldadas ou pré fabricadas, dentre outras soluções com a finalidade de reter o terreno.

Considerando que ao executar uma escavação ocorrem movimentos no terreno devido à alteração do estado de tensão do solo, estas estruturas de contenção devem ser dimensionadas e executadas de maneira a suportar os impulsos dos maciços laterais e garantir a estabilidade. A este tipo de escavação está associada a possibilidade de ocorrência da rotura de fundo, quando o solo localizado abaixo da área escavada não tem resistência suficiente para suportar o peso das massas de solo remanescentes nos lados da escavação

ou quando ocorre a passagem da água para o interior da escavação contornando inferiormente a cortina impermeável.

O estudo da rotura de fundo de escavações devido a baixa capacidade resistente do terreno já foi analisado anteriormente, em solos sob condições drenadas por Aleixo (2015), por Andrade Viana et al. (2016) e por Patrício (2016), sendo que os dois primeiros autores consideram o comportamento elástico da cortina e o terceiro inicia a avaliação do comportamento plástico da cortina. Uma investigação complementar em relação ao comportamento plástico da cortina foi abordado por Lima (2019).

Além dos trabalhos citados acima foi realizado um estudo por Ukritchon et al. (2003), sobre a estabilidade de escavações escoradas em solo argiloso sob condições não drenadas, que referencia a melhora na estabilidade destas escavações de acordo com a capacidade de flexão da cortina.

Este trabalho tem o objetivo de prosseguir nas investigações mas abordando a rotura de fundo em solos sob condições não drenadas, considerando a influência da resistência à flexão de cortinas multi-escoradas na rotura de fundo de escavações em solos arenosos, apresentando modelação bidimensional da estrutura para estudo de caso e análise paramétrica em relação as variações da geometria, como: distância entre o último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação, largura da escavação e altura enterrada da cortina (ficha).

Além dos métodos teóricos que sempre foram utilizados para análise das estruturas de suporte flexíveis atualmente temos à disposição os métodos numéricos que são uma ferramenta muito importante para complementar a compreensão do funcionamento e dimensionamento das estruturas. Um dos métodos numéricos mais utilizados é o método dos elementos finitos (MEF) que foi utilizado no presente trabalho através do software *mechpy* (Antão et al. (2008), Antão et al. (2011) e Deusdado et al. (2015)). Este software baseia-se no MEF e implementa numericamente os teoremas estático (teorema da região inferior - TRI) e cinemático (teorema da região superior - TRS) da análise limite, permitindo obter estimativas de limites superior e inferior das cargas de colapso em problemas de mecânica estrutural.

Deste modo, o trabalho contém 5 capítulos organizados da seguinte forma:

- Capítulo 1: introduz o tema e enquadramento;
- Capítulo 2: apresenta a revisão bibliográfica do tema abordado;
- Capítulo 3: apresenta o estudo de caso, metodologia utilizada e resultados obtidos;
- Capítulo 4: apresenta análise paramétrica em função das variações geométricas;

-
- Capítulo 5: finaliza o trabalho com a conclusão e sugestão para investigações futuras.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações Gerais

As estruturas de suporte podem ser definidas como elementos submetidos a esforços impostos pelas pressões de terra e/ou água que estão sendo suportados. Estas podem ser classificadas como rígidas ou flexíveis.

De acordo com a normalização europeia expressa através da NP EN 1997-1 (2010), uma estrutura de suporte flexível é definida como cortina, seja um muro ou parede de espessura relativamente reduzida, constituída por materiais como o aço, betão armado ou madeira, e suportada por escoras ou ancoragens. Neste tipo de estruturas a resistência à flexão desempenha um papel fundamental na contenção enquanto que o peso próprio da estrutura não é significativo. Desta forma distinguem-se das estruturas de suporte rígidas, como os muros de gravidade, nas quais o peso próprio da estrutura desempenha uma função significativa na contenção.

Nas estruturas de suporte flexíveis as escoras ou ancoragens são instaladas sucessivamente à medida que a escavação é executada e trabalham de forma diferentes: as escoras são instaladas do lado interior da escavação trabalhando à compressão e as ancoragens são instaladas do lado do maciço que será suportado, ou seja, atrás da cortina, trabalhando à tração.

Segundo Terzaghi (1943), as estruturas de suporte flexíveis são aquelas que experimentam em serviço deformações por flexão suscetíveis de condicionar a grandeza e a distribuição das pressões de terras que atuam sobre elas e, logo, dos esforços para que

são dimensionadas. Desta forma, a deformabilidade da estrutura de suporte altera o diagrama de pressões, o que modifica os esforços e novamente as deformações da estrutura. No entanto, as deformações por flexão não são exclusivamente responsáveis pela redistribuição de pressões pois o estado de tensão inicial no solo e as condições de apoio da estrutura têm grande importância na grandeza e distribuição das pressões de terra, em particular a posição e rigidez das escoras ou ancoragens.

A Figura 2.1 ilustra os principais tipos de estruturas de suporte flexíveis, classificadas de acordo com o tipo de suporte: auto-portante (a), mono-apoiada (b) e multi-apoiada (c). Nos casos (a) e (b) o equilíbrio da estrutura exige que seja mobilizada uma parcela de impulso passivo do lado da escavação, pelo que a cortina terá que ser devidamente enterrada, uma vez que em (a) não existe um ponto de apoio acima da base da escavação e em (b) apenas um ponto de apoio. Já no caso (c), a estrutura está apoiada em vários níveis, logo não existe a necessidade de enterrar a cortina para manter seu equilíbrio, mas sim para garantir a estabilidade externa da estrutura ou melhorar as condições de apoio na base da estrutura.

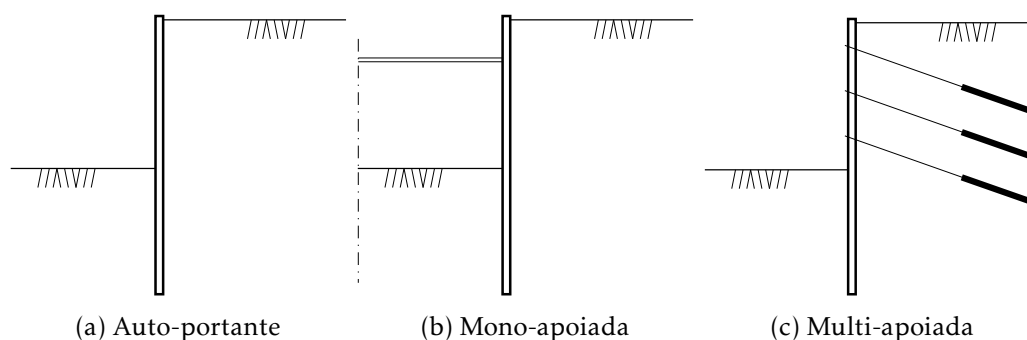


Figura 2.1: Tipos de estruturas de suporte flexíveis (Guerra, 2016).

Conforme abordado na Capítulo 1, em escavações suportadas por estes tipos de estruturas é necessário verificar a segurança em relação à rotura de fundo que pode ocorrer normalmente em solos argilosos e em condições não drenadas, quando a profundidade da escavação é superior à capacidade resistente do solo, não sendo então possível suportar o peso das massas de solo remanescentes nos lados da escavação.

Em solos arenosos e em condições drenadas pode ocorrer quando existe um nível freático elevado na área a ser escavada que deve ser rebaixado conforme o avanço da escavação, mantendo o nível freático impedido pela cortina que deverá ser impermeável. Neste sentido, haverá o escoamento da água pela parte inferior da cortina em direção ao lado interior da escavação, podendo causar o levantamento hidráulico e consequentemente o colapso do solo de fundação, devido à anulação das tensões efetivas.

2.2 Estabilidade do Fundo da Escavação

2.2.1 Rotura de fundo em condições não drenadas

A estabilidade basal de escavações profundas em solos argilosos sob condições não drenadas tem sido abordada por diversos autores. No entanto as abordagens clássicas para este problema são de Terzaghi (1943) e Bjerrum e Eide (1956), métodos baseados em princípios de equilíbrio limite e desenvolvidos a partir de um caso básico sem comprimento da cortina enterrada e considerando um estrato rígido profundo, sem afetar o mecanismo de colapso. A partir deste caso básico os autores citados complementam estas soluções para casos com parte da cortina enterrada e estrato rígido mais próximo ao fundo da escavação.

No esquema da Figura 2.2 pode-se observar o mecanismo de rotura de fundo de uma escavação, onde B representa a largura da escavação e h a sua profundidade.

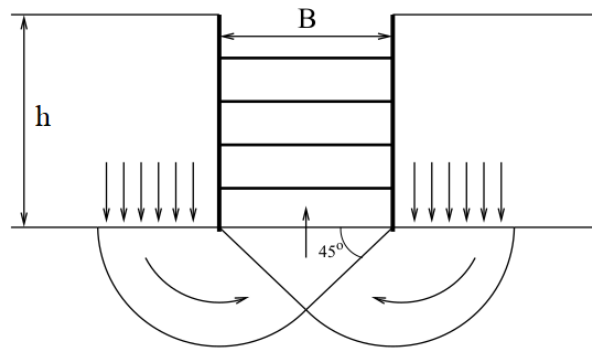


Figura 2.2: Esquema geral da rotura de fundo da escavação - adaptado de Guerra (2018).

A rotura de fundo ocorre quando a relação abaixo se verifica:

$$N_s = \frac{\gamma h}{c_u} \quad (2.1)$$

onde:

- N_s é o número de estabilidade;
- γ é o peso volúmico do solo;
- h é a profundidade da escavação;
- c_u é a resistência ao corte não drenada do terreno.

2.2.1.1 Proposições de Terzaghi

Terzaghi (1943) considera uma massa de solo ao longo da escavação exercendo uma pressão vertical, num plano horizontal passando pelo fundo da vala, conforme esquematizado na Figura 2.3. Esta metodologia considera que o desenvolvimento longitudinal da escavação é infinito, que a altura enterrada da cortina é nula e que a resistência ao corte ao longo da altura h está totalmente mobilizada.

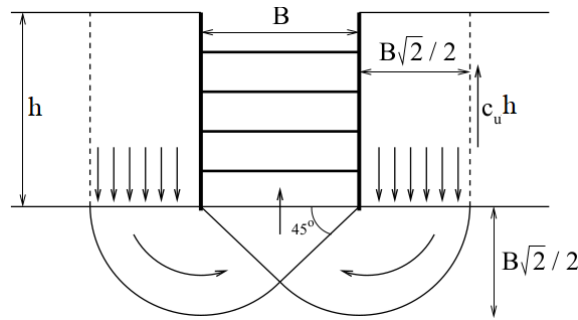


Figura 2.3: Rotura de fundo de escavação - adaptado de Terzaghi (1943).

No caso de uma escavação de grande comprimento com relação a sua largura (problema de deformação plana), $N_{s,T} = 5.7$, logo há colapso quando:

$$\frac{\gamma h}{c_u} = N_{s,T} + \sqrt{2} \frac{h}{B} \quad (2.2)$$

Quando abaixo do nível da base da escavação existe um estrato mais resistente a pequena distância (Figura 2.4), há colapso quando:

$$\frac{\gamma h}{c_u} = N_{s,T} + \frac{h}{d} \quad (2.3)$$

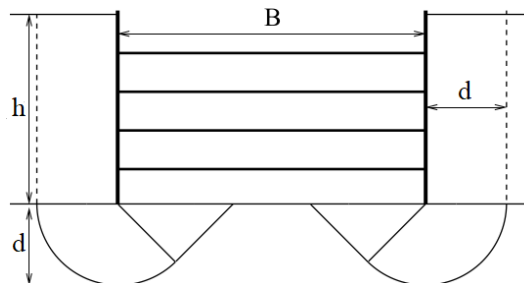


Figura 2.4: Rotura de fundo de escavação em escavações pouco profundas limitadas inferiormente por estrato rígido - adaptado de Guerra (2018).

Nos casos apresentados acima a cortina não se prolonga para baixo da base da escavação. Se houver tal prolongamento, deve ser considerado a contribuição (favorável à segurança) do peso de solo com altura correspondente à ficha da cortina (altura enterrada da cortina) e a adesão, c_a entre a cortina e o solo (Figura 2.5). Nessas condições, a profundidade da escavação é:

$$H = h + f \quad (2.4)$$

onde f é a altura enterrada da cortina e há colapso quando verifica-se a seguinte relação:

$$\frac{\gamma h}{c_u} = N_{s,T} + 2 \frac{f}{B} \frac{c_a}{c_u} + \sqrt{2} \frac{H}{B} \quad (2.5)$$

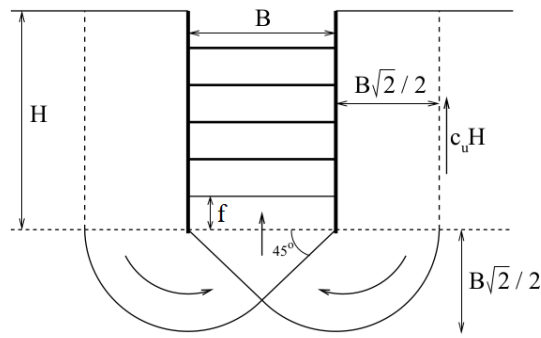


Figura 2.5: Análise de estabilidade do fundo quando a cortina penetra abaixo da base da escavação - adaptado de Guerra (2018).

2.2.1.2 Proposições de Bjerrum & Eide

Bjerrum e Eide (1956) consideram para o caso de escavações profundas ($h/B > 1.0$), que a resistência ao corte que atua verticalmente ao longo da superfície de rotura não é totalmente mobilizada.

Para se obter uma estimativa real da estabilidade de escavações profundas, é considerada a correção do fator de capacidade de carga para ter em conta a forma da fundação e a resistência ao corte do solo acima da base. A Figura 2.6 fornece os valores de N_s já afetados destas correções, propostos por Skempton (1951) para o dimensionamento de fundações superficiais em maciços argilosos.

Neste caso o N_s será igual a:

$$N_{s, Fig. 2.6} = (2 + \pi) s_c d_c \quad (2.6)$$

em que s_c e d_c são os fatores corretivos da forma e da profundidade, respectivamente, que podem ser aproximados por:

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{h}{B} \quad (2.7)$$

e

$$d_c = 1 + 0.34 \arctg \frac{h}{B} \quad (2.8)$$

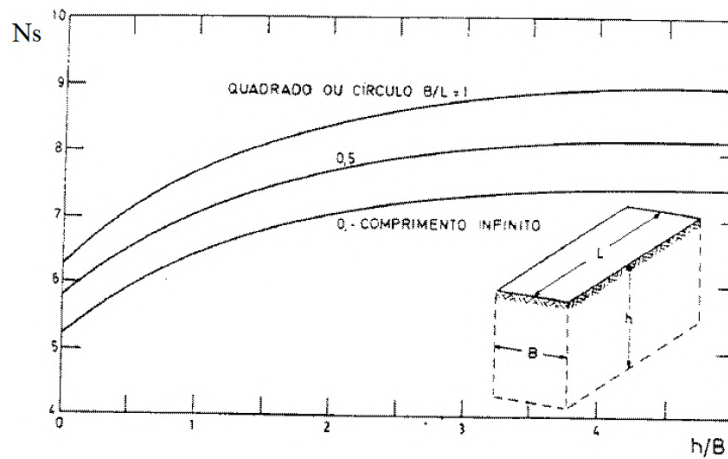


Figura 2.6: Factores para o cálculo do coeficiente de segurança à rotura do fundo em escavações em solos argilosos moles (Skempton, 1951) – adaptado de Matos Fernandes (1983).

Deste modo, há rotura de fundo se:

$$\frac{\gamma h}{c_u} = (2 + \pi) s_c d_c \quad (2.9)$$

Para ter em conta a proximidade de um estrato resistente à profundidade d abaixo do fundo da escavação, a equação (2.9) pode ser usada sendo N_s determinado com base na Figura 2.6 mas em que B é substituído por $d\sqrt{2}$ se $d < \frac{B\sqrt{2}}{2}$.

Para casos com cortina com profundidade enterrada, há rotura de fundo se:

$$\frac{\gamma h}{c_u} = (2 + \pi) s_c d_c + 2 \frac{f}{B} \frac{c_a}{c_u} \quad (2.10)$$

2.2.1.3 Métodos baseados em cálculo numérico

Além do problema de estabilidade, que poderia ser tratado por um dos métodos do item anterior, procura-se avaliar também as deformações que ocorrerão na cortina e no solo.

Esta avaliação é bastante difícil tendo em vista a geometria do problema, a solicitação em função da sequência construtiva e as propriedades não lineares dos materiais envolvidos. No entanto com o avanço da informática no final do século XX foram desenvolvidos métodos baseados em cálculos numéricos, que atualmente são utilizados em diversas áreas da engenharia, inclusive no estudo de problemas geotécnicos.

Para análise da rotura de fundo de escavações diversos pesquisadores e profissionais da área tem utilizado modelos numéricos baseados no MEF. Esta utilização justifica-se pelo fato deste método conseguir englobar todas as variáveis do problema a ser estudado, desde a geometria da cortina e do sistema de suporte até os mecanismos de rotura do solo, através da aplicação de implementações numéricas dos teoremas de análise limite.

Os estudos para o caso de escavações realizadas em solos argilosos, através da aplicação dos teoremas da região superior e inferior podem ser observados em trabalhos mais recentes realizados por Ukritchon et al. (2003), Josefino et al. (2010) e Santana et al. (2018).

2.2.2 Rotura de fundo em condições drenadas

Apesar da rotura de fundo ocorrer com maior frequência nas escavações de solos argilosos, ou seja, em condições não drenadas, também pode ocorrer em solos arenosos, e neste caso este tipo de fenômeno será em condições drenadas.

Quando a escavação é realizada em solos arenosos abaixo do nível freático pode ocorrer a passagem da água para o interior da escavação, contornando inferiormente a cortina impermeável. Este fenômeno pode causar o "piping" ou levantamento hidráulico e a consequente rotura do fundo de escavações, sendo, para materiais granulares, pouco provável a rotura por falta de capacidade de carga, a menos de condições geométricas particularmente desprezáveis (Lima, 2019).

Segundo Matos Fernandes (1983), o levantamento hidráulico ocorre quando as forças de percolação associadas ao fluxo ascendente no solo do lado da escavação anulam as tensões efetivas numa dada seção e manifesta-se pela invasão do fundo da escavação pela massa de solo situada acima da seção referida.

O conhecimento da rede de fluxo permite determinar o máximo gradiente de saída, i_s , sendo o coeficiente de segurança ao "piping" dado pela equação:

$$F = \frac{i_c}{i_s} \quad (2.11)$$

sendo, i_c o gradiente crítico, ou seja, o gradiente hidráulico para o qual as forças de percolação ultrapassam o peso submerso do solo, e é dado por:

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (2.12)$$

onde:

- γ_{sat} é o peso volúmico saturado;
- γ_w é o peso volúmico da água.

A verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico deve ser realizada em uma zona do solo localizada no interior da escavação e que está imediatamente adjacente à cortina de contenção, ao longo de uma largura igual a metade do valor da ficha da cortina. A verificação a fazer é do mesmo tipo da do "piping" e o coeficiente de segurança corresponde à relação entre as forças de percolação e o peso submerso do bloco em análise.

2.3 Parâmetros que Influenciam a Estabilidade do Fundo da Escavação

A análise limite com recurso dos métodos numéricos foi aplicada por Ukritchon et al. (2003) para o problema de estabilidade do fundo da escavação, usando ambos os métodos limite superior (Upper Bound - UB) e limite inferior (Lower Bound - LB). Josefino et al. (2010) também aplicaram ao mesmo problema o método do limite superior usando uma implementação numérica e os resultados melhoraram significativamente os limites superiores. No trabalho de Santana et al. (2018), os cálculos apresentados por Josefino et al. (2010) são estendidos para outras geometrias e são complementados por cálculos numéricos de limite inferior.

Será resumido neste subcapítulo alguns resultados dos trabalhos citados acima com o objetivo de melhorar a compreensão do presente trabalho.

2.3.1 Presença de estrato rígido em certa profundidade

No estudo mais recente, Santana et al. (2018) realizaram através de análises limites numéricas um conjunto de cálculos supondo que a profundidade do estrato rígido d fosse grande o suficiente para não ter influência no mecanismo e nos resultados e também para diferentes razões d/h (variando de 1/3 a 3).

2.3. PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A ESTABILIDADE DO FUNDO DA ESCAVAÇÃO

A geometria do problema considerada pelos autores é apresentada na Figura 2.7, com as seguintes condições: escavação de profundidade h e largura B , realizada sob condições não drenadas em um solo argiloso homogêneo, com peso volúmico γ e resistência ao corte não drenada c_u , com ausência de profundidade enterrada da parede de contenção no solo e existência de um estrato rígido. Nesta geometria são considerados dois casos: sem modelação da parede de contenção e com interface lisa (Caso 1) e com modelação da parede de contenção e interface rugosa solo-parede (Caso 2).

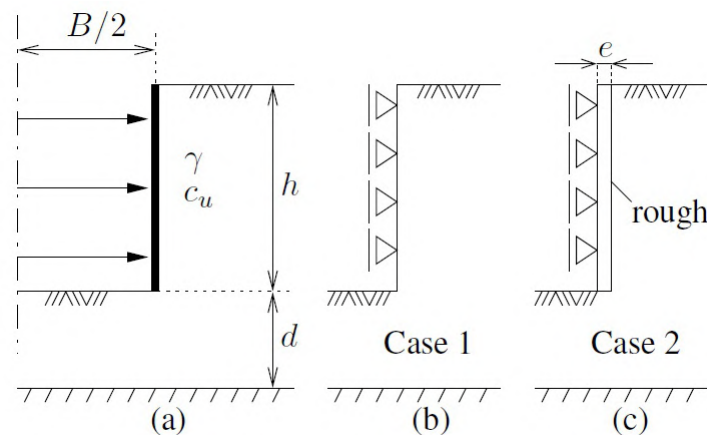


Figura 2.7: Geometria do problema (a); casos analisados: Caso 1 (b) e Caso 2 (c) (Santana et al., 2018).

A Figura 2.8 ilustra algumas comparações dos resultados obtidos do Caso 1, para um estrato rígido suficientemente profundo e para diversas razões de d/h , respectivamente. Em ambas as situações os resultados dos limites superior (UB) e inferior (LB) são bastante próximos, com a margem máxima de erro em torno de 1%. Também é possível observar que, para uma determinada relação d/h , os valores do número de estabilidade são constantes com h/B até uma determinada razão h/B . Embora com diferenças significativas nos valores, o mesmo tipo de resultados é obtido a partir dos métodos de Terzaghi e Bjerrum & Eide. Isso é causado pelo fato de que, para escavações maiores (menores proporções h/B), os mecanismos são controlados pela relação d/h e, portanto, são independentes da largura da escavação. Para escavações mais estreitas, sua largura torna-se relevante. Isto também é verdade para as soluções de Terzaghi e Bjerrum & Eide, como também representado na Figura 2.8, e pode ser observado nos mecanismos inferidos das zonas de deformação plástica obtidas a partir dos cálculos de UB representados na Figura 2.9.

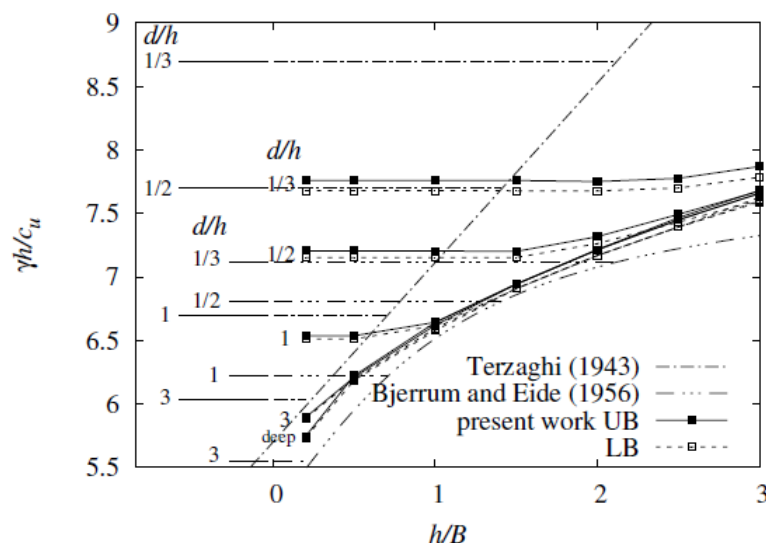


Figura 2.8: Influência da relação d/h . Resultados dos números de estabilidade obtidos nos cálculos em comparação com outras soluções (Santana et al., 2018).

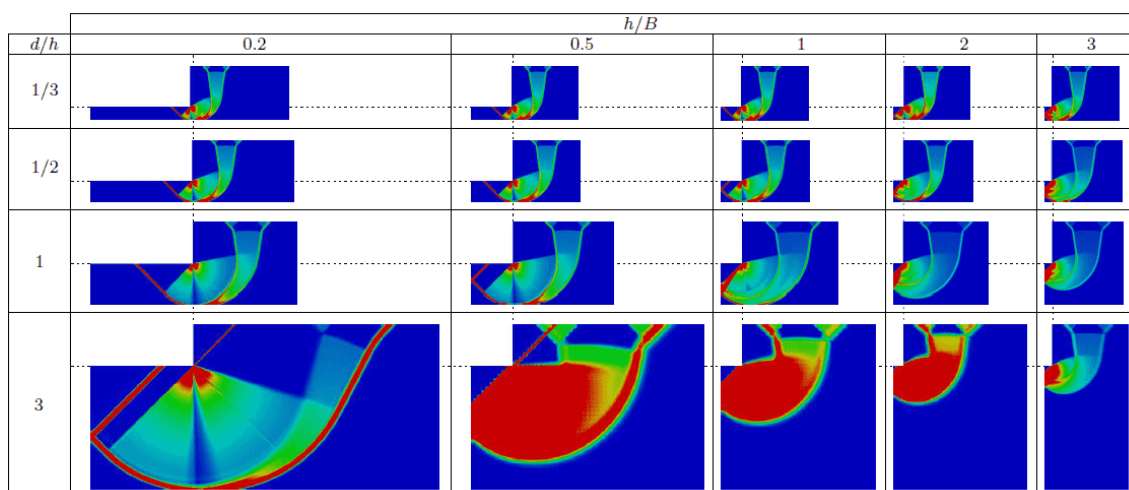


Figura 2.9: Zonas de deformação plástica obtidas a partir dos cálculos do UB para diferentes relações d/h e h/B (Santana et al., 2018).

2.3.2 Resistência à flexão da parede de contenção e profundidade enterrada

No trabalho de Ukritchon et al. (2003), também através de análises limites numéricas foi considerado uma escavação profunda em camada de argila e homogênea (assumindo total aderência ao longo da interface solo-parede, $\alpha = 1$), com duas características de profundidade enterrada da parede de contenção, $f/h = 2/3$ (superficial) e 2.0 (profundo) para uma escavação com razão, $B/h = 2.67$ e em ambas situações o colapso da parede é controlado pelo momento fletor plástico, M_p . Através das análises realizadas por estes autores, fica demonstrado que o número de estabilidade da escavação pode ser expresso

2.3. PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A ESTABILIDADE DO FUNDO DA ESCAVAÇÃO

como uma função do parâmetro de resistência relativa, $M_p/(c_u f^2)$, e profundidade enterrada da parede, f/h .

Na Figura 2.10 é possível observar que o número de estabilidade aumenta de acordo com a profundidade enterrada da parede, f/h , e com o parâmetro de resistência relativa, $M_p/(c_u f^2)$; as estimativas dos valores de número de estabilidade dos limites superior e inferior cobrem ampla gama do parâmetro de resistência relativa e, em todos os casos, ligam o verdadeiro valor do número de estabilidade em $\pm 5\%$; as soluções convergem para um número único de estabilidade, semelhante ao caso em que não há profundidade enterrada da cortina, para paredes altamente flexíveis e atinge valor máximo para $M_p/(c_u f^2) \geq 4$. Observa-se ainda que esta condição limite corresponde ao caso em que não há colapso da parede por flexão. As previsões do limite superior para estas paredes rígidas corresponde aproximadamente a equação empírica simples proposta por Terzaghi (1943), conforme equação (2.5). No entanto, as análises de limite superior e inferior sugerem imprecisões nas soluções propostas por O'Rourke (1993).

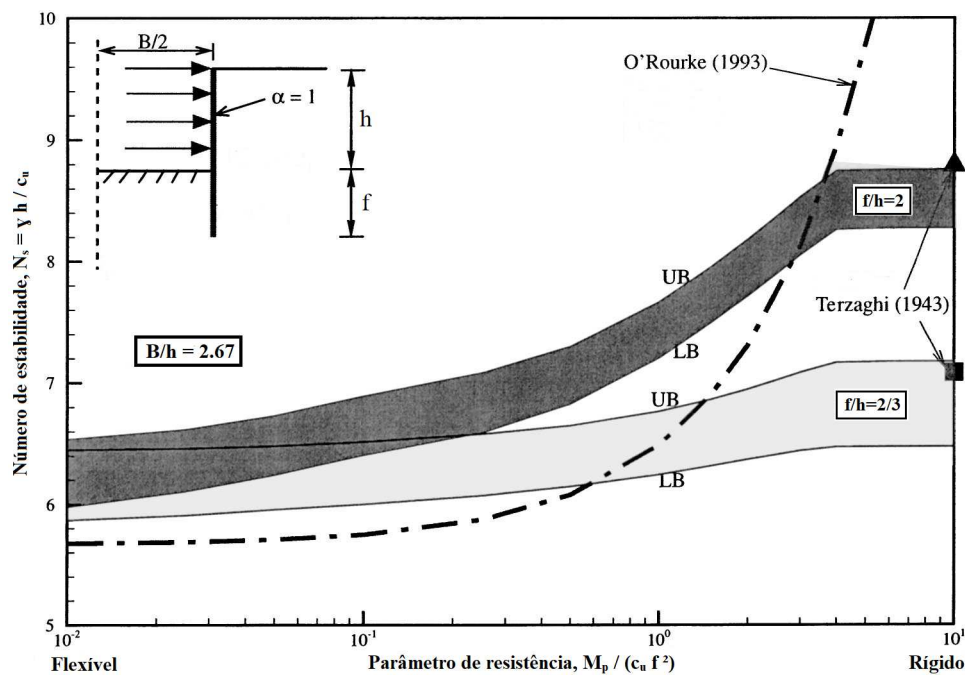


Figura 2.10: Efeitos da profundidade enterrada da parede na estabilidade de escavações profundas de solos argilosos - adaptado de Ukritchon et al. (2003).

As Figuras 2.11 e 2.12 resumem as previsões do limite superior e inferior, respectivamente, para paredes de contenção com profundidade enterrada, $f/h = 2$ e três parâmetros de resistência, $M_p/(c_u f^2) = 0.05, 0.5$ e 6.0 .

A Figura 2.11 apresenta os resultados do número de estabilidade do limite superior para a parede flexível, $M_p/(c_u f^2) = 0.05$, onde as setas indicam vetores de velocidade e

a região sombreada indica distorção plástica dentro dos elementos. A partir dos resultados da Figura 2.11(a), observa-se a formação de duas rótulas plásticas, sendo uma na base da escavação e a outra quando a profundidade $y/B \approx -0.2$; quando a resistência relativa aumenta para 0.5 [Figura 2.11(b)], apenas uma rótula plástica se forma na base da escavação e há um pequeno aumento na extensão do mecanismo de rotura do solo; para $M_p/(c_u f^2) = 6.0$, os resultados mostram que a parede permanece rígida e na base ocorre um fluxo de solo ao redor do pé da parede, causando o deslocamento ascendente de uma parcela do solo [Figura 2.11(c)]. Como resultado para a parede rígida, a zona plástica se estende até uma profundidade $y/B \approx -2.5$ e lateralmente para $x/B \approx 3.0$ e grande parte do solo retido se desloca como um corpo rígido, exceto na região adjacente a parede, enquanto a maior parte da distorção plástica ocorre abaixo do pé da parede.

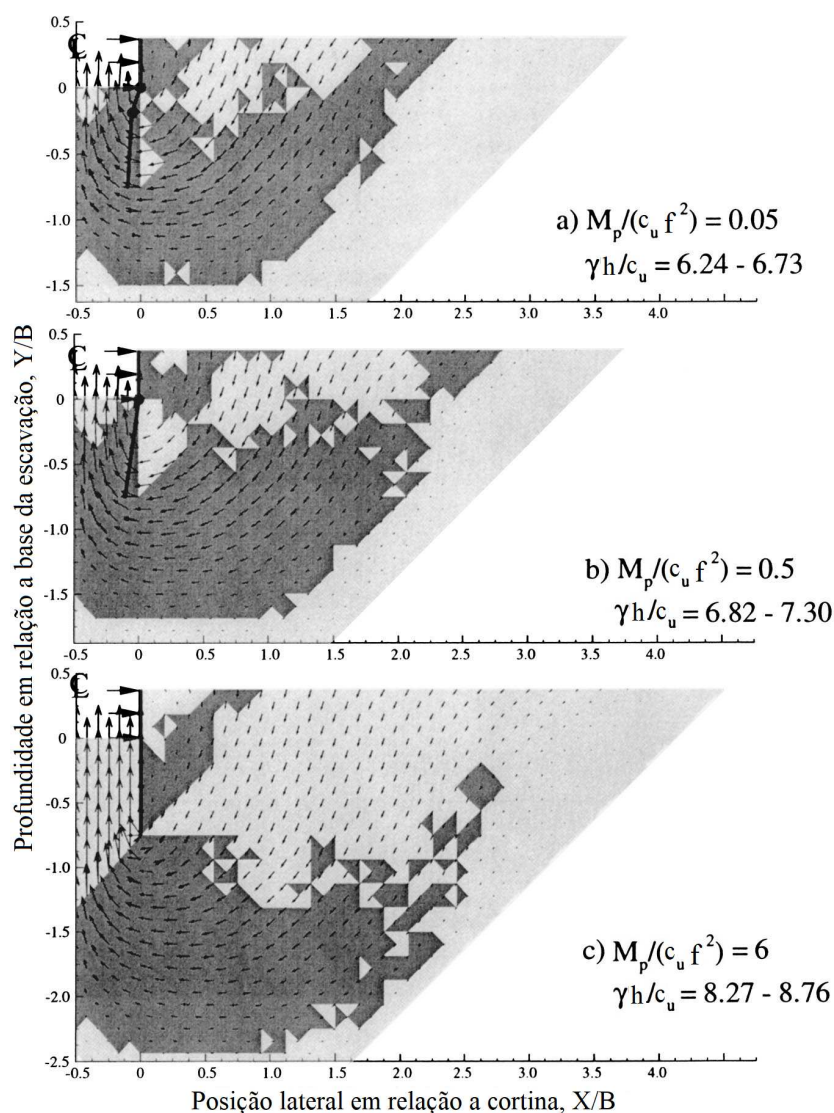


Figura 2.11: Mecanismos de colapso do limite superior previstos para paredes com elevada profundidade enterrada, $f/h = 2$ em solo argiloso, isotrópico e homogêneo, com $h/B = 0.375$ - adaptado de Ukritchon et al. (2003).

A Figura 2.12 resume as pressões laterais da terra, σ_h/c_u , e os diagramas de momento de fletor (M/M_p) para a parede de contenção, obtidos a partir de análises do limite inferior. Para $M_p/(c_u f^2) = 0.05$, verifica-se a ocorrência de colapso por flexão da parede em dois pontos [$|M/M_p| = 1.0$, Figura 2.12(b)]: o primeiro na base da escavação e o segundo a uma profundidade $y/B \approx -0.2$. Para o caso intermediário ($M_p/(c_u f^2) = 0.5$), ocorre colapso apenas na base da escavação, enquanto não há colapso para o caso com $M_p/(c_u f^2) = 6.0$ ($M_{max}/M_p \approx 0.7$). Estes resultados são consistentes com as localizações das rótulas plásticas obtidas nas análises de limite superior [Figura 2.11(a, b e c)]. O colapso por flexão da profundidade enterrada da parede provoca uma grande redução nas pressões laterais transmitida pelo solo retido [Figura 2.12(a)], mas tem pouco efeito sobre as pressões resistentes que são similares, em magnitude, as pressões passivas convencionais de Rankine (isto é, assumindo $\sigma_{hp} = (\gamma y + 2c_u)$ onde y é a profundidade abaixo da base da escavação).

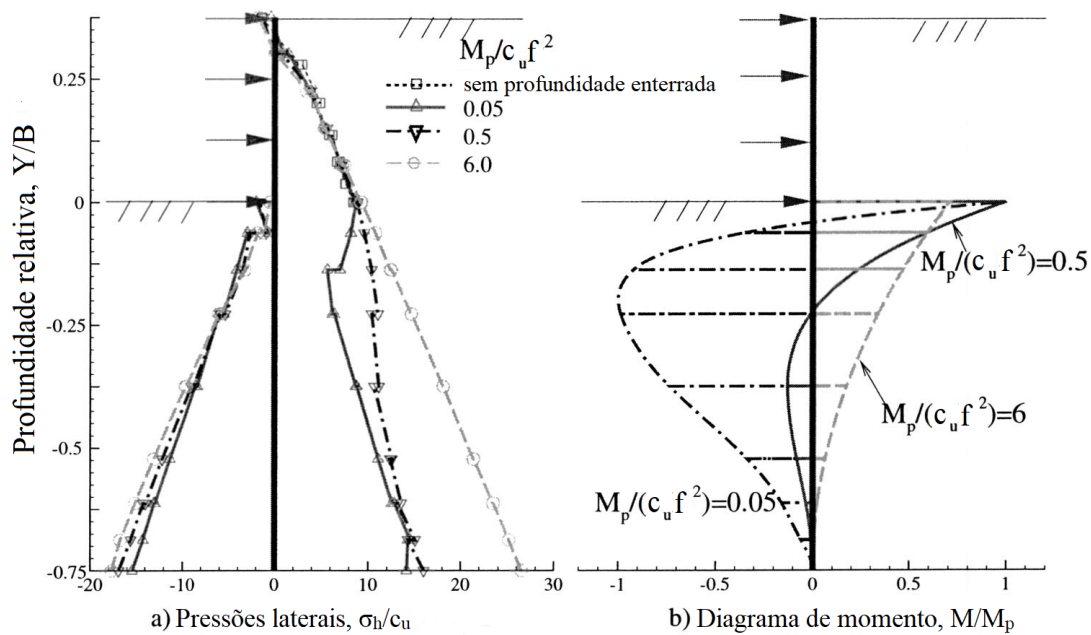


Figura 2.12: Resumo das previsões de limite inferior para paredes com elevada profundidade enterrada, $f/h = 2$ em solo argiloso, isotrópico e homogêneo, com $h/B = 0.375$ - adaptado de Ukritchon et al. (2003).

2.3.3 Adesão solo-estrutura, largura e altura da escavação

Ainda sobre o trabalho de Ukritchon et al. (2003), a Figura 2.13 resume as previsões dos limites superior e inferior do número de estabilidade, $\gamma h/c_u$, obtidas em uma escavação realizada em uma camada de argila profunda e homogênea, para uma ampla gama de valores para a relação, B/h e dois valores de adesão para a interface solo-parede, $\alpha = 1$ (rugoso) e $\alpha = 0$ (liso).

Os resultados mostram que para escavações estreitas ($h/B = 3$), a rugosidade da interface causa um aumento de 5 a 10% no valor previsto do número de estabilidade, mas tem pouco efeito sobre a estabilidade de escavações largas ($B/h = 5$).

Também é possível observar na Figura 2.13 os números de estabilidade de acordo com as equações propostas por Terzaghi (1943) e Bjerrum e Eide (1956). O mecanismo de estabilidade basal proposto por Terzaghi (1943) apresenta resultados do limite superior coincidentes com os resultados da presente análise no caso de escavações largas, no entanto superestima significativamente os resultados para as escavações estreitas. Em contrapartida, as proposições utilizadas por Bjerrum e Eide (1956) são conservadoras para todas as proporções de escavação.

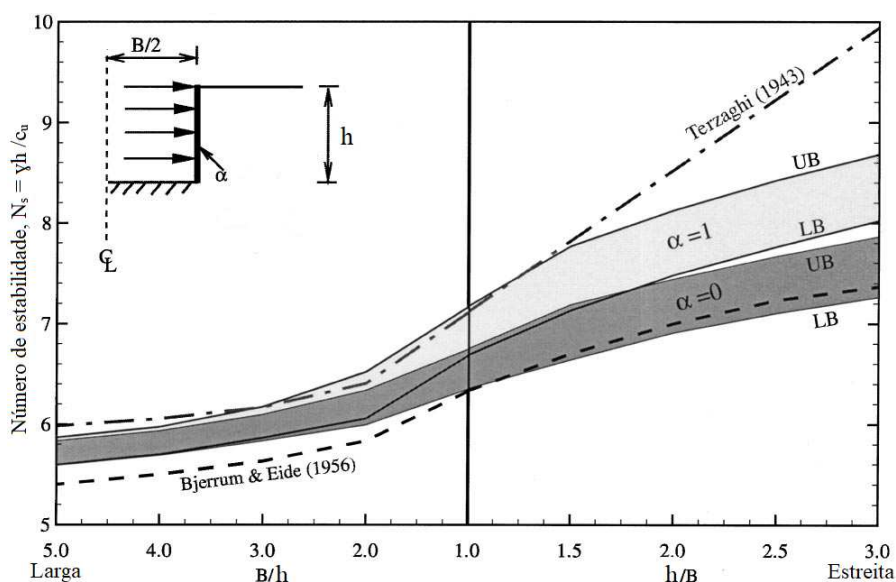


Figura 2.13: Efeito da adesão da parede e relação de aspecto de escavação na estabilidade de cortes verticais em argila - adaptado de Ukritchon et al. (2003).

CASO BASE

3.1 Metodologia de Resolução

Neste capítulo será apresentada a metodologia utilizada para a determinação de soluções aproximadas da carga de colapso, realizada através do programa de cálculo numérico, denominado *mechpy*, à definição do caso base adotado e a análise da influência da resistência à flexão da cortina na rotura de fundo de escavações em condições não drenadas.

3.1.1 Descrição do software *mechpy*

O software *mechpy* baseia-se no MEF e implementa numericamente os teoremas estático (teorema da região inferior - TRI) e cinemático (teorema da região superior - TRS) da análise limite, permitindo obter estimativas de limites superior e inferior das cargas de colapso em problemas de mecânica estrutural. Este software tem sido desenvolvido há alguns anos por uma equipa do Departamento de Engenharia Civil da FCT/UNL e tem sido aplicado com sucesso em vários problemas geotécnicos, incluindo pressões de terra e escavações profundas (Antão et al. (2008), Antão et al. (2011) e Deusdado et al. (2015)).

O teorema da região superior (ou do limite superior ou teorema cinemático) diz que se, para um dado mecanismo de colapso compatível, o trabalho das forças exteriores for igual ao trabalho das tensões internas, as forças exteriores causam o colapso. Este teorema contempla as condições de compatibilidade e das propriedades do material (que governam o trabalho das forças internas), mas não considera explicitamente as condições de equilíbrio. O carregamento em causa é um limite superior, mais ou menos afastado, da carga de colapso da estrutura. As soluções conduzem a resultados inseguros ou excessivos.

O teorema da região inferior (ou do limite inferior ou teorema estático) diz que se um conjunto de forças exteriores está em equilíbrio com um campo de tensões internas que em nenhum ponto viola o critério de rotura, as forças exteriores aplicadas não causam colapso. Este teorema contempla a consideração das condições de equilíbrio e das propriedades do material (que determinam a resistência), mas não considera explicitamente a compatibilidade das deformações. O carregamento em causa é um limite inferior, mais ou menos afastado, da carga de colapso da estrutura. As soluções conduzem a resultados do lado da segurança.

Em muitos problemas geotécnicos, a aplicação dos teoremas das regiões superior e inferior conduz a um intervalo de resultados bastante estreito, limitando a solução correta, não conhecida, fornecendo cada teorema uma solução aproximada. No entanto, para alguns casos os resultados dos dois teoremas coincidem, e neste caso é possível afirmar que o problema tem solução exata.

A implementação numérica dos teoremas da análise limite recorre a um método iterativo e os teoremas são formulados como problemas de otimização do campo de velocidades (TRS) ou do campo das tensões (TRI). A técnica de otimização usada no *mechpy* é o Método de Direção Alternada de Multiplicadores (MDAM). O MDAM permite fazer com que a componente não linear da otimização seja tratada ao nível do elemento finito devido ao conjunto de aproximações locais e globais, permitindo assim a resolução de modelos que recorrem a malhas finas de elementos finitos.

As malhas de elementos finitos utilizadas nos cálculos do TRI e TRS são iguais, no que diz respeito à divisão espacial. No caso do TRS as aproximações das velocidades são quadráticas e as das velocidade de deformação lineares. No caso do TRI as tensões são aproximadas linearmente em cada elemento. A descrição completa dos métodos utilizados e da implementação numérica dos teoremas estático e cinemático podem ser vistas em Vicente da Silva (2009), Deusdado (2017), Vicente da Silva e Antão (2007) e Vicente da Silva e Antão (2008).

A utilização do *mechpy* requer uma geração de malhas de elementos finitos e no presente trabalho foi utilizado o software *GMSH*, onde também foi concebida a geometria do problema. Após criação da geometria é possível através de pontos, linhas e superfícies gerar uma malha, obtendo então o primeiro ficheiro (extensão .geo). Estas malhas são depois convertidas para o formato de entrada de dados do *mechpy*, onde se impõem as condições limites em deslocamento e em cargas. Neste momento o primeiro ficheiro é convertido em dois ficheiros referentes ao LB (extensão .lin) e UB (extensão .quad) e então torna-se possível o utilizador efetuar os cálculos e obter os valores das cargas de colapso. Para análise gráfica dos resultados se faz necessário converter novamente os arquivos para o formato do software *GMSH* (extensão .msh).

O programa permite a escolha das restrições de deslocamento (condições de apoio), tipos de carga aplicada e critérios de rotura para descrever a resistência dos materiais, nomeadamente os critérios de Tresca, Tresca Truncado, Mohr Coulomb, Von-Mises, entre outros. No presente trabalho a resistência do solo e da cortina serão modelados recorrendo ao critério de rotura de Tresca, que restringe o valor de tensões de corte suportadas pelo solo, mas não impõe qualquer restrição sobre o valor das tensões normais de tração.

3.1.2 Definição do caso base

O caso base, representado esquematicamente na Figura 3.1, é o de uma escavação suportada por uma cortina apoiada, que serve de base para o estudo paramétrico apresentado em detalhe no capítulo seguinte. Considerou-se uma escavação com largura total B e profundidade h , profundidade enterrada da cortina f e distante D do estrato rígido. A distância entre o fundo da escavação e o estrato rígido é igual a d ($d = f + D$), h' é a distância entre o último nível de apoios instalado na cortina ao fundo da escavação e L a distância entre a cortina e a fronteira da malha de elementos finitos. O carregamento aplicado também está representado na Figura 3.1, e consiste em uma carga uniformemente distribuída na superfície longitudinal do terreno com valor inicial unitário. Os pesos volúmicos do solo e da cortina são γ e $\gamma_{cortina}$ e a resistência ao corte não drenada do solo, c_u , e a resistência ao corte da cortina, c .

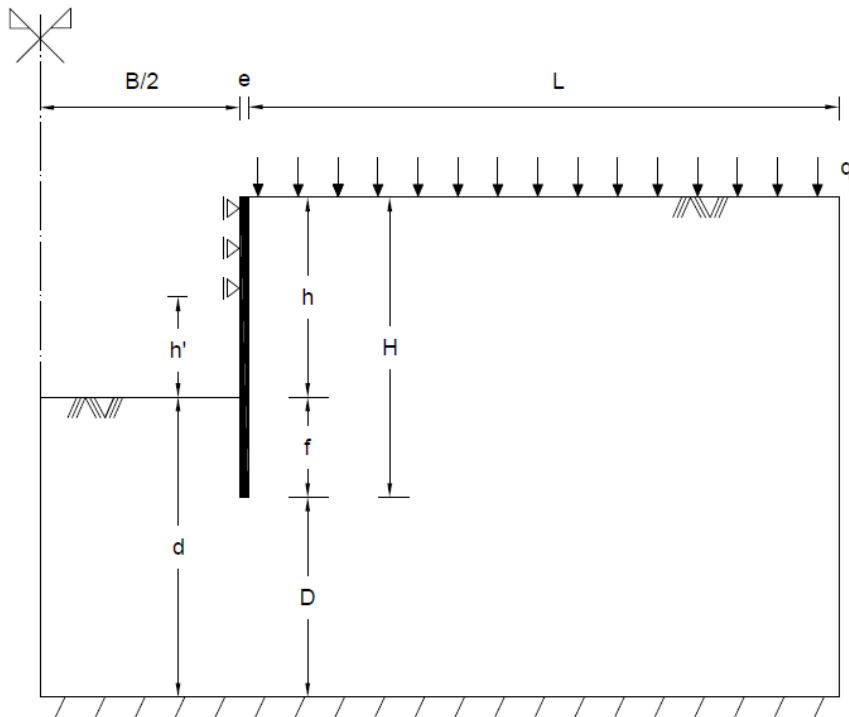


Figura 3.1: Esquema geral da escavação considerado como caso base.

Como é possível observar na Figura 3.1, utilizou-se uma simplificação de simetria na modelação da geometria do problema, desta forma o esforço computacional é reduzido.

3.2 Modelo bidimensional

A Figura 3.2 ilustra a geometria do modelo criado no software *GMSH*, onde é possível visualizar a divisão em zonas (para atribuição do tipo de material e criação da malha) e as condições limite que serão impostas ao problema na conversão do ficheiro criado no *GMSH* para o *mechpy*.

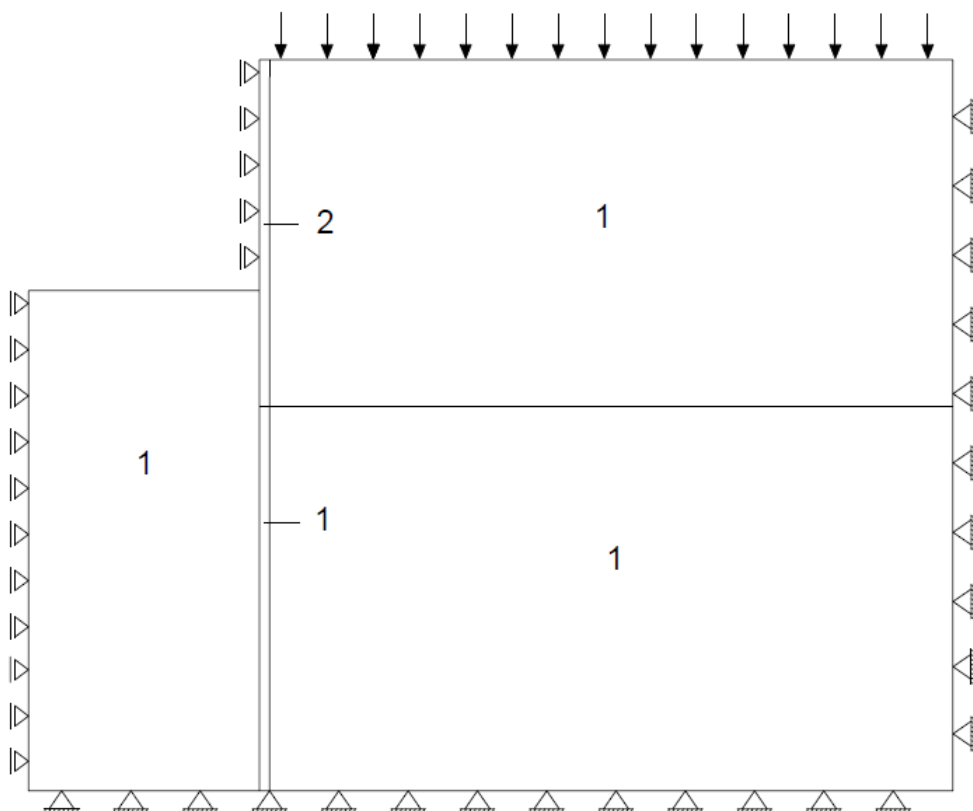


Figura 3.2: Geometria do modelo 2D (1 - solo; 2 - cortina).

Na face lateral esquerda do solo e da cortina está bloqueado o deslocamento horizontal. Na face inferior (estrato rígido) e na face lateral direita do solo estão bloqueados os deslocamentos verticais e horizontais. A face superior não tem nenhuma restrição, apenas a atribuição de um carregamento uniformemente distribuído. O software *mechpy* permite a consideração de carregamentos fixos e variáveis. Desta forma, o carregamento foi admitido variável (*live load*) e o peso volúmico do solo e da cortina foram considerados fixos (*dead load*), pelo que o programa determina as estimativas desta sobrecarga que provoca

o colapso. Nas zonas numeradas foram atribuídos o peso volúmico e a resistência de corte de acordo com cada material, logo a zona 1 representa o solo e a zona 2 a cortina.

Ainda no *GMSH* é criada a malha de elementos quadrangulares, que tem suas dimensões definidas pelo usuário, conforme ilustra a Figura 3.3. Posteriormente já no software *mechpy* a malha final utilizada nos cálculos são obtidas a partir da malha de elementos quadrangulares, fazendo-se a divisão de cada quadrilátero em 4 triângulos, definidos pelas diagonais dos mesmos, conforme Figura 3.4.

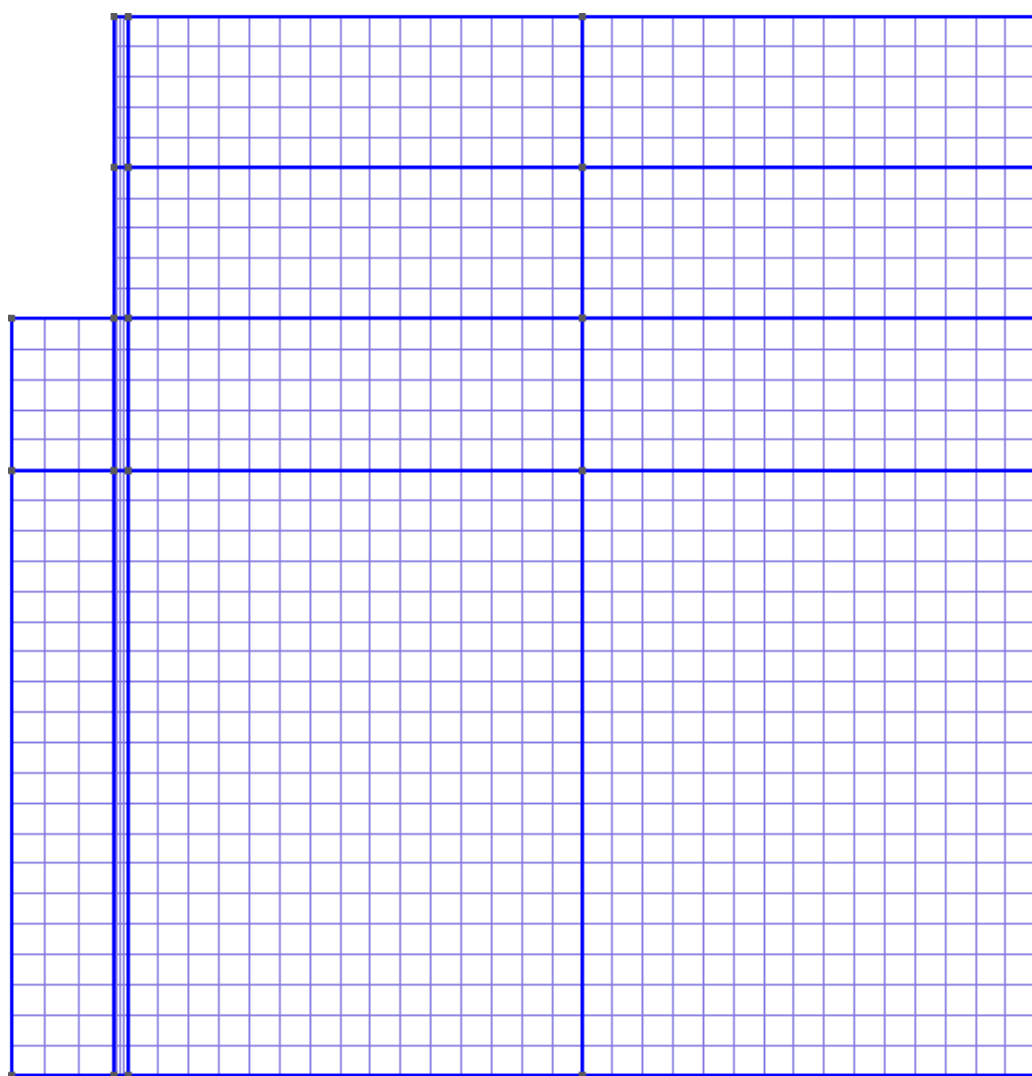


Figura 3.3: Modelo 2D malhado no software *GMSH* (elementos quadrangulares).

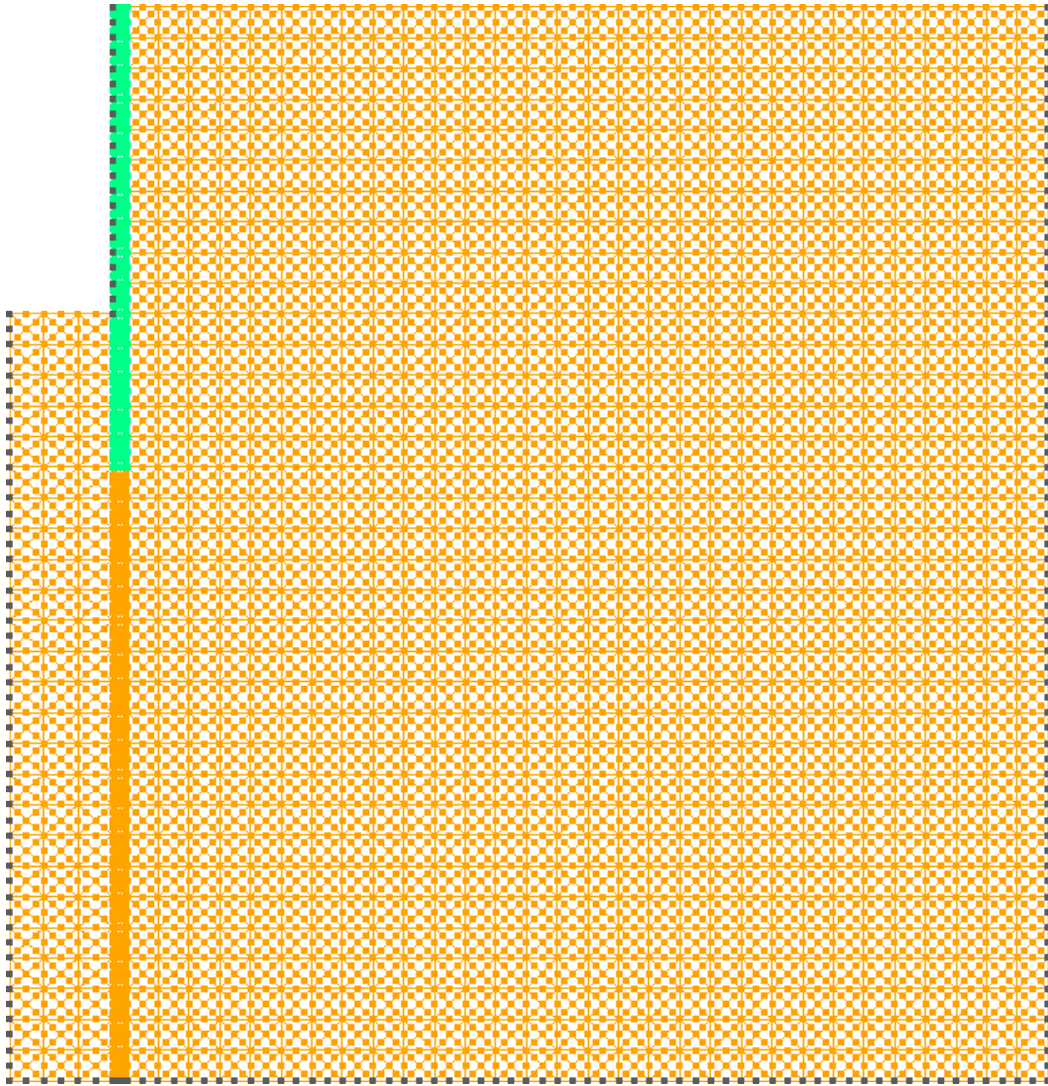


Figura 3.4: Representação da malha final após conversão do software *mechpy* (elementos triangulares).

3.2.1 Modelo da cortina

Atendendo a que o aspecto fundamental do presente trabalho é a consideração da plastificação da cortina é fundamental modelá-la por forma a considerar corretamente essa plastificação. Sendo assim, foi realizado um estudo prévio de um modelo de viga que permitiu obter uma ideia inicial das características relacionadas à espessura e à malha de elementos finitos a serem utilizadas na modelação da cortina.

Considerou-se uma viga em balanço, encastrada na lateral esquerda, com uma carga uniformemente distribuída p , comprimento L_{viga} e espessura e . Conforme ilustrado na Figura 3.5 o comprimento longitudinal da viga foi dividido em duas zonas, nomeadas como $L1$ e $L2$ para garantir uma divisão mais adequada da malha de elementos finitos.

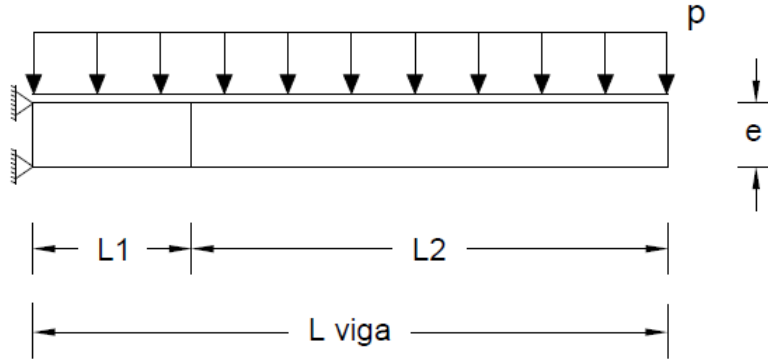


Figura 3.5: Esquema do modelo de viga.

No comprimento longitudinal $L1$ é onde ocorre a maior concentração de tensões devido à proximidade do apoio, e nesta zona deverá ser considerada uma malha com menores dimensões. Para identificar a influência do refinamento da zona $L1$ considerou-se dois casos, sendo o primeiro quando $L1a = L_{viga} \times 0.1$ e o segundo quando $L1b = L_{viga} \times 0.3$. Além da variação geométrica da zona $L1$ também foi considerado a variação da espessura da viga, resultando em quatro modelos para cada caso.

Os parâmetros smx e smv representam as dimensões das divisões da malha de elementos finitos, conforme ilustrado na Figura 3.6. As variações das dimensões da malha serão definidas em função da espessura da viga e do parâmetro h_{divy} .

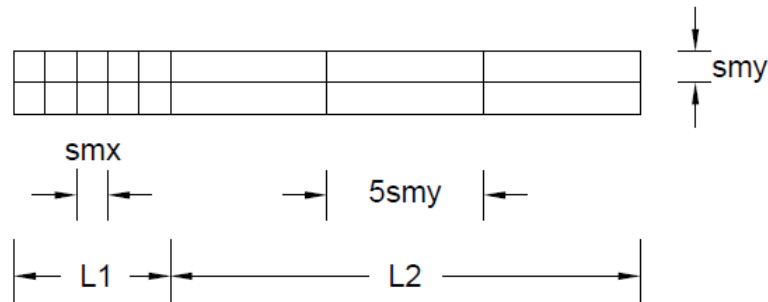


Figura 3.6: Dimensões da malha utilizada na viga.

A Tabela 3.1 apresenta as divisões de malha de elementos finitos após a conversão da malha criada no software *GMSH* para o software *mechpy* para os Casos 1 e 2 da viga com espessura de 0.2 m. Para as outras espessuras de viga a configuração da malha é semelhante, alterando o número de elementos e consequentemente o número de graus de liberdade devido a alteração da geometria do modelo.

Tabela 3.1: Malhas de elementos finitos para viga com espessura de 0.2 m do Caso 1 e 2.

h_{divy}	Malha de elementos finitos	
2	Caso 1	
	Caso 2	
3	Caso 1	
	Caso 2	
4	Caso 1	
	Caso 2	
5	Caso 1	
	Caso 2	
10	Caso 1	
	Caso 2	

Admitiu-se uma viga com peso volúmico nulo, com os valores apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Parâmetros utilizados para modelação da viga.

Parâmetros		Valores
Resistentes	c	1 kPa
Carga	p	1 $kN/m/m$
Dimensional	$L_{viga} = L1 + L2$	2 m
	$L1a = L_{viga} \times 0.1$	0.2 m
	$L1b = L_{viga} \times 0.3$	0.6 m
	$L2 = L_{viga} - L1$	1.8 e 1.4 m
	$e = L_{viga}/(10, 20, 50 \text{ e } 100)$	0.2, 0.1, 0.04 e 0.02 m
Malha	h_{divy}	2, 3, 4, 5 e 10
	smy	e/h_{divy}
	smx	$5 \times smy$

As Tabelas 3.3 e 3.4 apresentam os resultados das cargas de colapso UB e LB para o carregamento unitário p , no entanto os resultados podem ser estendidos para qualquer valor de carregamento, utilizando a seguinte equação:

$$p_{colapso} = \lambda p \quad (3.1)$$

onde:

- λ é o parâmetro de carga no colapso;
- p é a carga uniformemente distribuída na viga (1 $kN/m/m$).

Tabela 3.3: Resultados de carga de colapso ($kN/m/m$) da viga para o Caso 1.

	e (m)	$p_{teórica} (\times 10^{-4})$	$p_{colapso} (\times 10^{-4})$				
			h_{divy}				
			2	3	4	5	10
LB	0.2	100	105.704	102.916	107.079	106.090	107.720
	0.1	25	27.085	26.090	27.184	26.738	27.254
	0.04	4	4.875	4.698	4.842	4.779	4.816
	0.02	1	1.751	1.536	1.721	1.574	1.147
UB	0.2	100	110.579	110.540	110.452	110.434	109.174
	0.1	25	27.657	27.706	27.693	27.675	27.692
	0.04	4	5.352	5.345	5.321	5.293	5.389
	0.02	1	1.635	1.671	1.634	1.669	1.666

Tabela 3.4: Resultados de carga de colapso (kN/m/m) da viga para o Caso 2.

e (m)		$p_{teórica} (\times 10^{-4})$	$p_{colapso} (\times 10^{-4})$				
					h_{divy} 4	5	10
LB	0.2	100	103.914	101.926	105.412	105.253	106.645
	0.1	25	25.650	24.894	25.844	25.577	25.955
	0.04	4	4.051	3.910	4.063	4.091	4.069
	0.02	1	1.005	0.970	1.010	0.995	1.013
UB	0.2	100	113.929	110.497	110.118	109.739	108.294
	0.1	25	26.468	26.281	26.346	26.281	26.134
	0.04	4	4.081	4.086	4.081	4.081	4.079
	0.02	1	1.011	1.010	1.010	1.010	1.015

3.2.2 Definição da espessura e malha da cortina

Os resultados numéricos apresentados nas Tabelas 3.3 e 3.4 permitiram constatar que, para ambos os casos os valores das cargas de colapso dos limites superior e inferior tendem a se aproximar com o aumento do nível de refinamento das malhas utilizadas.

Ainda em relação aos dois casos, é possível afirmar que todos os resultados obtidos são superiores à carga de colapso teórica, calculada através da teoria das vigas, conforme a equação seguinte:

$$p_{teórico} = c_u \frac{e^2}{(L_{viga})^2} \quad [kN/m/m] \quad (3.2)$$

Os resultados do Caso 1 são significativamente superiores à carga de colapso teórica, já os resultados do Caso 2 são mais próximos, conforme ilustra as Figuras 3.7 e 3.8 (apenas duas espessuras foram representadas nas figuras para manter legíveis). Esta representação permite observar, tal como dito anteriormente, que o refinamento das malhas conduz a um melhoramento progressivo (quando $h_{divy} = 10$).

Para o Caso 1 as diferenças entre a carga de colapso calculada e teórica é tanto maior quanto menor a espessura da viga, representando uma diferença entre 6% a 54% em função do refinamento da malha. Já para o Caso 2, as diferenças são tanto menores quanto menores a espessura da viga e representam uma redução entre 5% a 1%. Estas diferenças foram avaliadas dividindo-se a diferença entre as cargas de colapso calculada e teórica da carga de colapso teórica.

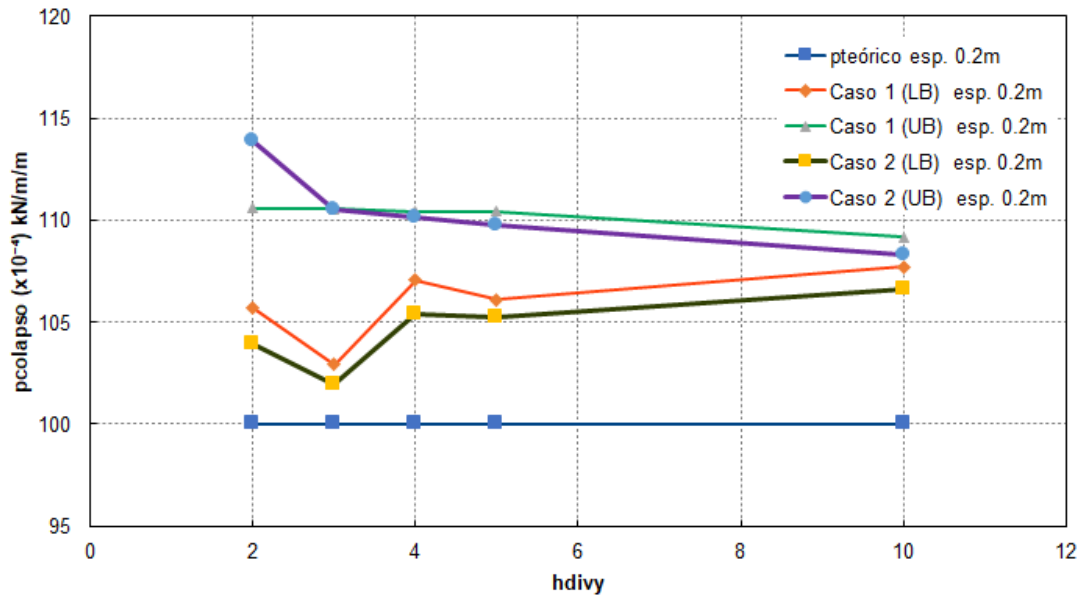


Figura 3.7: Cargas de colapso para Caso 1 e 2 (viga com espessura de 0.2 m).

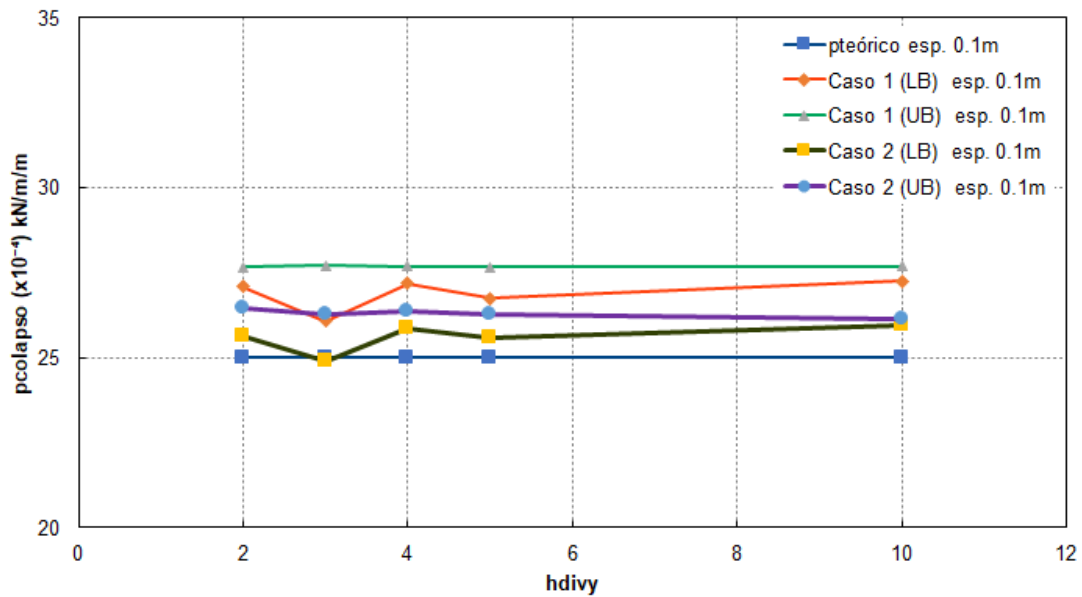








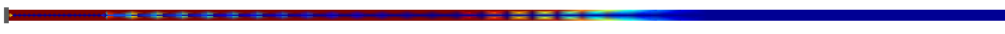

Figura 3.8: Cargas de colapso para Caso 1 e 2 (viga com espessura de 0.1 m).

Este resultado permite concluir que entre os dois casos analisados ($L1a = L_{viga} \times 0.1$ e $L1b = L_{viga} \times 0.3$), o Caso 2 traduz os resultados da forma esperada, ou seja, quando apresenta uma aproximação entre os valores da carga de colapso calculada e teórica conforme a redução da espessura da viga. Esta afirmação justifica-se pelo fato de que, no cálculo pela teoria das vigas não ser considerado a espessura, logo, o colapso acontece

junto ao apoio, onde se forma a rótula plástica. No entanto, quando a modelação traduz a geometria real da viga a formação da rótula plástica e consequentemente o colapso da viga não ocorre exatamente junto ao apoio, mas muito próximo deste, justificando a diferença entre os valores.

Os mecanismos de colapso da viga (indeformado) para os dois casos podem ser observados na Tabela 3.5 quando a malha de elementos finitos tem como parâmetro $h_{divy} = 2$. Como exemplo, pode-se verificar na Tabela 3.5 que a viga com espessura igual a 0.1 m tem a rótula plástica mais próxima do apoio quando comparada com a viga de espessura igual a 0.2 m. Os mecanismos para os demais parâmetros de malha não serão apresentados, devido ao fato de ter configuração muito semelhante aos mecanismos já apresentados.

Tabela 3.5: Mecanismos de colapso indeformado da viga Caso 1 e 2 ($h_{divy} = 2$).

e [m]	Mecanismos de colapso indeformado	
0.2	Caso 1	
	Caso 2	
	Caso 1	
	Caso 2	
0.04	Caso 1	
	Caso 2	
0.02	Caso 1	
	Caso 2	

Diante das considerações acima, seguiremos a análise apenas com o Caso 2 ($L1b = L_{viga} \times 0.3$), para definição da espessura e dimensão da malha da cortina.

Os resultados da Tabela 3.4 estão representados graficamente na Figura 3.9, sendo possível afirmar que:

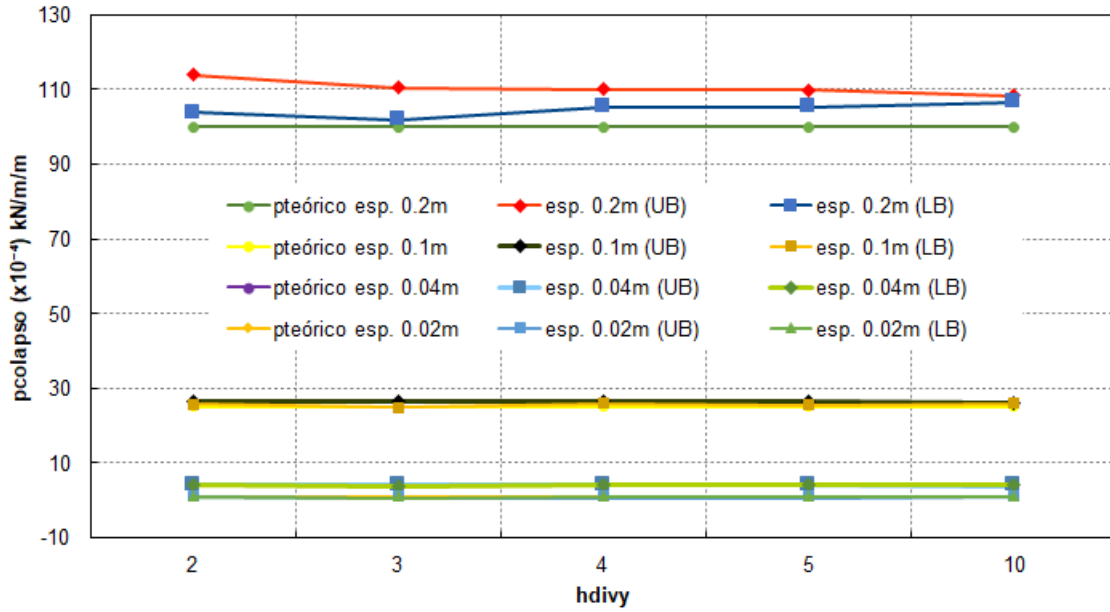


Figura 3.9: Cargas de colapso para limite superior e inferior do Caso 2.

- i) existe uma diferença significativa entre os resultados das cargas de colapso dos limites inferior e superior para espessura de 0.2 m de $\approx 6\%$ e os resultados só convergem para a malha mais refinada $h_{divy}=10$;
- ii) as diferenças em relação as cargas de colapso calculada e a carga teórica para a viga com espessura de 0.2 m variam entre $\approx 5\%$ e 10% (limites inferior e superior);
- iii) as vigas com espessura de 0.1 m, 0.04 m e 0.02 m fornecem melhores resultados, tanto em relação aos limites inferior e superior, quanto em relação a carga teórica, com variações inferiores a 5% ; desta forma seguiremos com a espessura de 0.1 m para o estudo do caso base, ou seja com uma relação $e/L=0.05$;
- iv) em relação ao refinamento da malha não há diferença significativa entre os resultados das cargas de colapso para as divisões de malha consideradas; os resultados da malha com nível de refinamento médio ($h_{divy}=4$) é inferior a 1% quando comparado aos resultados da malha mais refinada ($h_{divy}=10$), logo será considerado para o estudo de caso a malha com parâmetro $h_{divy}=4$.

3.2.3 Definição da malha do terreno

Após a definição da dimensão da malha da cortina como $sm = e_{cortina}/4$ tornou-se possível fazer o estudo da malha do terreno. A modelação deste estudo foi realizada no mesmo formato do esquema geral da escavação do caso base, conforme Figura 3.1 e com os parâmetros geométricos apresentados na Tabela 3.6 a seguir.

Tabela 3.6: Parâmetros geométricos adotados para estudo malha do terreno.

Parâmetros	Valores (m)
L	5
B	1
h	1
h'	0
f	0.5
$e_{cortina}$	0.2

Considerou-se três valores para a dimensão da malha do terreno, sm : 0.1 m, 0.05 m e 0.025 m.

Os resultados do número de estabilidade para os três modelos estão representados na Tabela 3.7, permitindo concluir que os resultados são melhores para a menor dimensão de malha, 0.025 m, apresentando diferença inferior a 1% em relação aos resultados dos limites superior (UB) e inferior (LB).

Tabela 3.7: Resultados dos números de estabilidade ($\gamma h/c_u$) para estudo malha do terreno.

sm (m)	UB	LB
0.1	8.847	8.585
0.05	8.749	8.624
0.025	8.702	8.631

3.3 Exemplo de Cálculo

Na Tabela 3.8 mostram-se os parâmetros geométricos admitidos para o modelo da Figura 3.1. A espessura da cortina ficou definida no estudo da viga como $e/L = 0.05$, sendo este o valor considerado para a relação $e_{cortina}/h$ da cortina, o que conduz à espessura de 0.05 m.

Tabela 3.8: Parâmetros geométricos adotados para o caso base.

Parâmetros	Valores (m)
L	4
B	1
h	1
h'	0
f	0.5
$e_{cortina}$	0.05

A dimensão da malha de elementos finitos da cortina definida anteriormente como $sm_y = e/h_{divy}$ tem dimensão igual a 0.0125m e para o terreno igual a 0.025m.

Admitiu-se que o terreno é formado por solo argiloso, com comportamento não drenado, cujos parâmetros estão indicados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9: Parâmetros do solo adotados para o caso base.

Parâmetros	Valores
Modelo	<i>Tresca</i>
c_u	1 kPa
γ (dead load)	1 kN/m ³

A parede de contenção tem comportamento rígido-plástico para efeito do presente estudo, com as propriedades apresentadas na Tabela 3.10.

Tabela 3.10: Parâmetros da cortina adotados para o caso base.

Parâmetros	Valores
Modelo	<i>Tresca</i>
c	3.2 a 80.000 kPa
$\gamma_{cortina}$ (dead load)	1 kN/m ³

Os valores de resistência ao corte, c , apresentados na 3.10 foram atribuídos à cortina de forma que o momento plástico, M_{pl} , tenha o valor desejado. Desta forma os valores de M_{pl} serão calculados de acordo com a equação seguinte:

$$M_{pl} = c \frac{(e_{cortina})^2}{2} \quad (3.3)$$

Os valores de M_{pl} atribuídos à cortina variam entre 0.004 e 100 kNm/m, conforme apresentados na Tabela 3.11. Para além destes valores foi também considerado um caso em que a cortina é rígida.

Tabela 3.11: Valores de M_{pl} atribuídos à cortina.

Ordem	Valores (kNm/m)
1	0.004
2	0.04
3	0.1
4	0.4
5	0.8
6	1
7	10
8	100
9	Rígida

A fase seguinte passa por atribuir à estrutura as restrições que foram apresentadas anteriormente na Figura 3.2. Após a introdução dos parâmetros citados acima, está concluído o ficheiro para correr no programa *mechpy* que retorna o multiplicador da carga de colapso juntamente com o número de iterações realizadas, conforme Figura 3.10. O valor da carga de colapso nos permite calcular o número de estabilidade basal, já o número de iterações é essencial para verificar a convergência dos resultados ao longo dos cálculos.

```
# Mode: UPPER BOUND
# Internal solver: MUMPS
# NUMBER OF DOFS= 457920
# Number of iter. (UB)= 30000
# COLLAPSE LOAD MULTIPLIER (UB)= 7.423443825612147
```

Figura 3.10: Resultado da carga de colapso (limite superior) do caso base para M_{pl} igual a 1 kNm/m.

Com o valor da carga de colapso obtido no software *mechpy* e os parâmetros do solo referidos na Tabela 3.9, calcula-se o número de estabilidade, N_s , conforme a seguinte equação:

$$N_s = \frac{\gamma \times h + \lambda \times q}{c_u} \quad (3.4)$$

Obtém-se, portanto:

$$N_s = \frac{1 \times 1 + 7.423 \times 1}{1} = 8.423 \quad (3.5)$$

Na Figura 3.11 apresenta-se de forma gráfica o resultado final do software *mechpy*, onde é possível analisar o andamento dos cálculos durante todas as iterações que são realizadas e também confirmar a convergência dos cálculos através do parâmetro *Load*, que para o exemplo apresentado tem boa convergência a partir de aproximadamente 3.000 iterações. Os parâmetros *Rp* e *Rd* são medidas de erro que também evidenciam a qualidade do resultado.

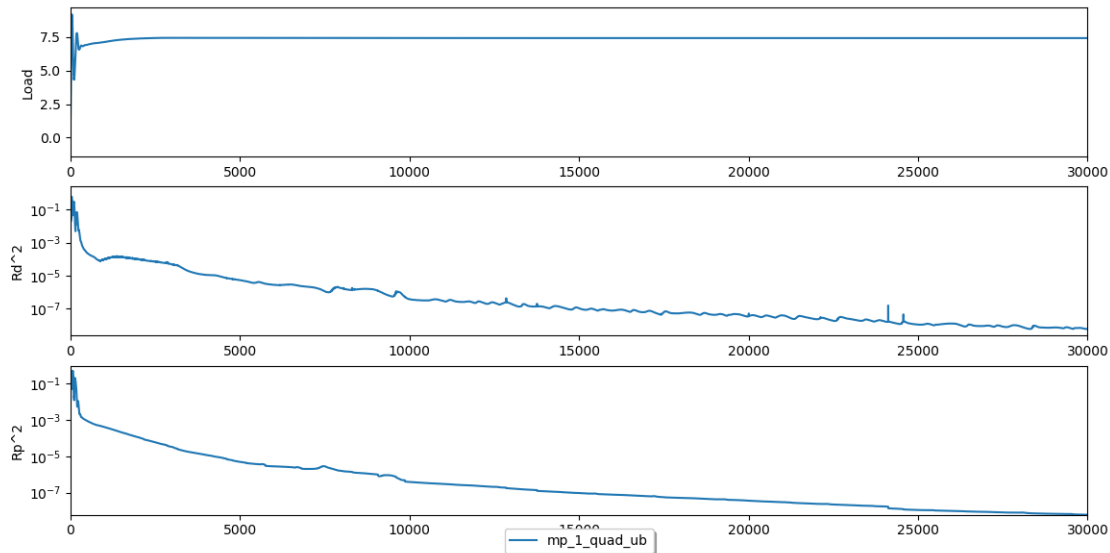


Figura 3.11: Esquema gráfico do andamento dos cálculos no software *mechpy*.

Com o cálculo realizado no software *mechpy* o ficheiro é convertido para o formato do software *GMSH* para análise gráfica dos resultados, principalmente as dissipações dos mecanismos obtidos e a formação das rótulas plásticas para os casos em que ocorre a plastificação da cortina. As Figuras 3.12a e 3.12b representam os mecanismos de colapso do limite superior para o caso base, quando M_{pl} é igual a 1 kNm/m, sendo possível observar a taxa de dissipação para uma malha indeformada e deformada, respectivamente.

3.4 Análise dos Resultados

Neste subcapítulo serão apresentados os resultados obtidos nos cálculos realizados com a metodologia descrita anteriormente.

A análise numérica do caso base considera o parâmetro $h'/h = 0$, ou seja, existe apoio em todo comprimento da cortina acima da base da escavação. Considera também que o colapso da cortina é controlado pelo momento fletor plástico, M_{pl} . Segundo Ukritchon et al. (2003), análises dimensionais mostram que o número de estabilidade da escavação pode ser expresso como uma função do momento relativo, $M_{pl}/(c_u f^2)$; desta forma utilizaremos este parâmetro de resistência na análise dos resultados.

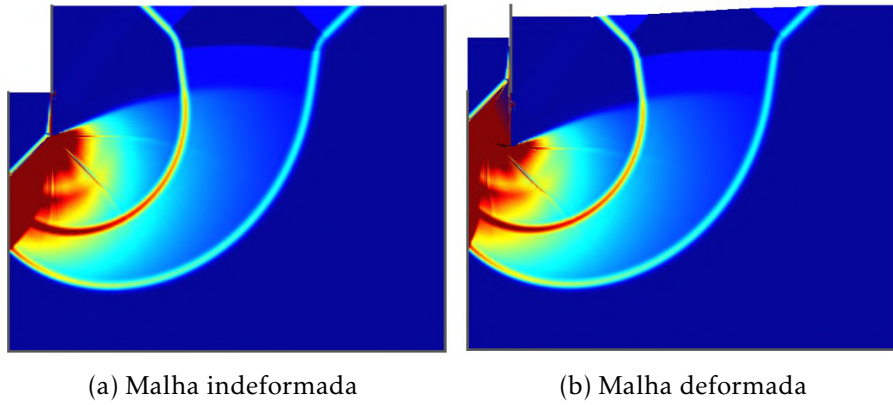


Figura 3.12: Mecanismo de colapso caso base e taxa de dissipação para malha indeformada (a) e malha deformada (b) referente ao caso base.

A Tabela 3.12 e Figura 3.13 (em escala logarítima) ilustram os valores de estabilidade dos limites superior (UB) e inferior (LB) em uma camada de argila (considerando aderência ao longo da interface cortina-solo) para ampla gama de M_{pl} entre 0.004 e 100 kNm/m.

Tabela 3.12: Resultados dos números de estabilidade ($\gamma h/c_u$) obtidos dos cálculos numéricos de limite superior e inferior.

M_{pl} (kNm/m)	$M_{pl}/(c_u f^2)$	UB	LB
0.004	0.016	7.000	6.925
0.04	0.16	7.361	7.284
0.1	0.4	7.538	7.453
0.4	1.6	8.062	7.962
0.8	3.2	8.382	8.283
1	4	8.423	8.344
10	40	8.423	8.344
100	400	8.423	8.344
<i>Rígida</i>	<i>Rígida</i>	8.423	8.344

Após análise da Tabela 3.12 e Figura 3.13 é possível afirmar que:

- i) as soluções para os limites superior (UB) e inferior (LB) fornecem bons resultados, com diferença de $\approx 1\%$ para todos os parâmetros de resistência, $M_{pl}/(c_u f^2)$;
- ii) o número de estabilidade aumenta de acordo com o parâmetro de resistência e as soluções convergem para o mesmo valor quando $M_{pl}/(c_u f^2) \geq 4$, e nesta condição não ocorre colapso da cortina;

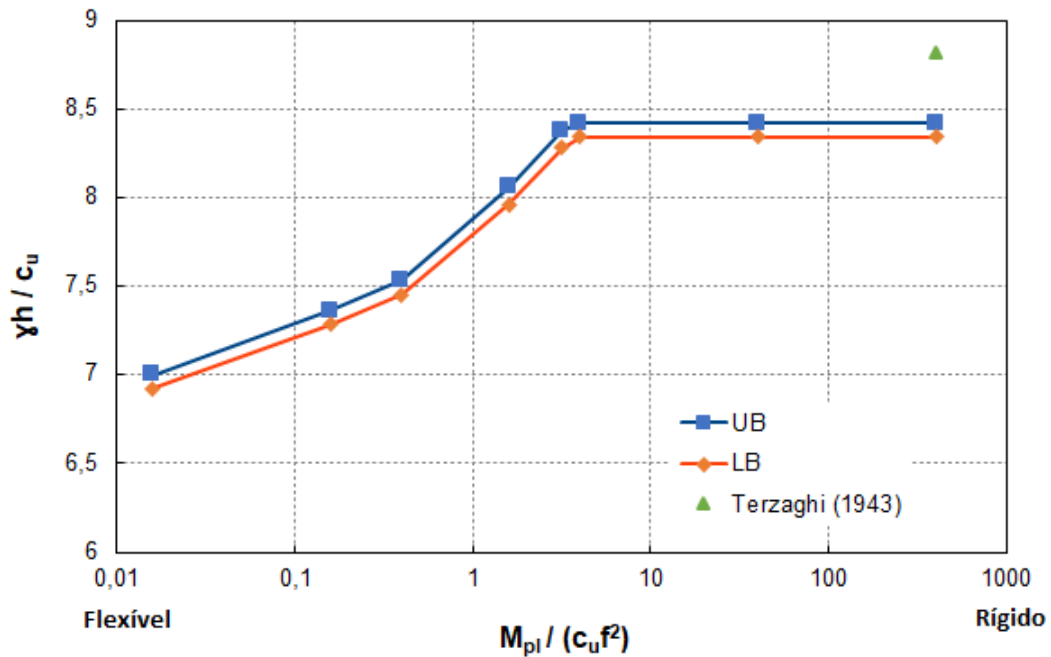


Figura 3.13: Efeitos do M_{pl} da cortina nos resultados de estabilidade em solo argiloso.

- iii) para as cortinas rígidas a solução teórica de Terzaghi (1943) (conforme equação 2.5), apresenta uma diferença de $\approx 5\%$ do número de estabilidade em relação solução numérica do limite superior.

A Figura 3.14 representa os mecanismos das soluções do limite superior para todos os valores de M_{pl} considerados, sendo possível verificar que:

- i) para os mecanismos com parâmetro de resistência, $M_{pl}/(c_u f^2)$, com valores até 3.2 observa-se a formação de uma rótula plástica (RP) na cortina localizada próxima a base da escavação; sendo y a altura da cortina onde localiza-se a rótula plástica, pode-se dizer que localização da rótula plástica é quando $y \approx 0$ m. Este resultado era esperado devido ao último apoio da cortina estar localizado muito próximo a base da escavação;
- ii) para os mecanismos com parâmetro de resistência, $M_{pl}/(c_u f^2) \geq 4$ não ocorre colapso da cortina por flexão e a maior concentração da taxa de dissipação (representada pela cor vermelha) ocorre no pé da cortina, por onde se desloca a massa de solo;
- iii) a profundidade do estrato rígido é grande o suficiente e não afeta o mecanismo para todos os parâmetros de resistência;
- iv) a extensão do mecanismo, tanto lateralmente quanto em profundidade, aumenta de acordo com o acréscimo do parâmetro de resistência até $M_{pl}/(c_u f^2) = 3.2$. Para

valores superiores, a extensão do mecanismo torna-se constantes pois a não ocorre a plastificação da cortina e os valores de número de estabilidade são iguais.

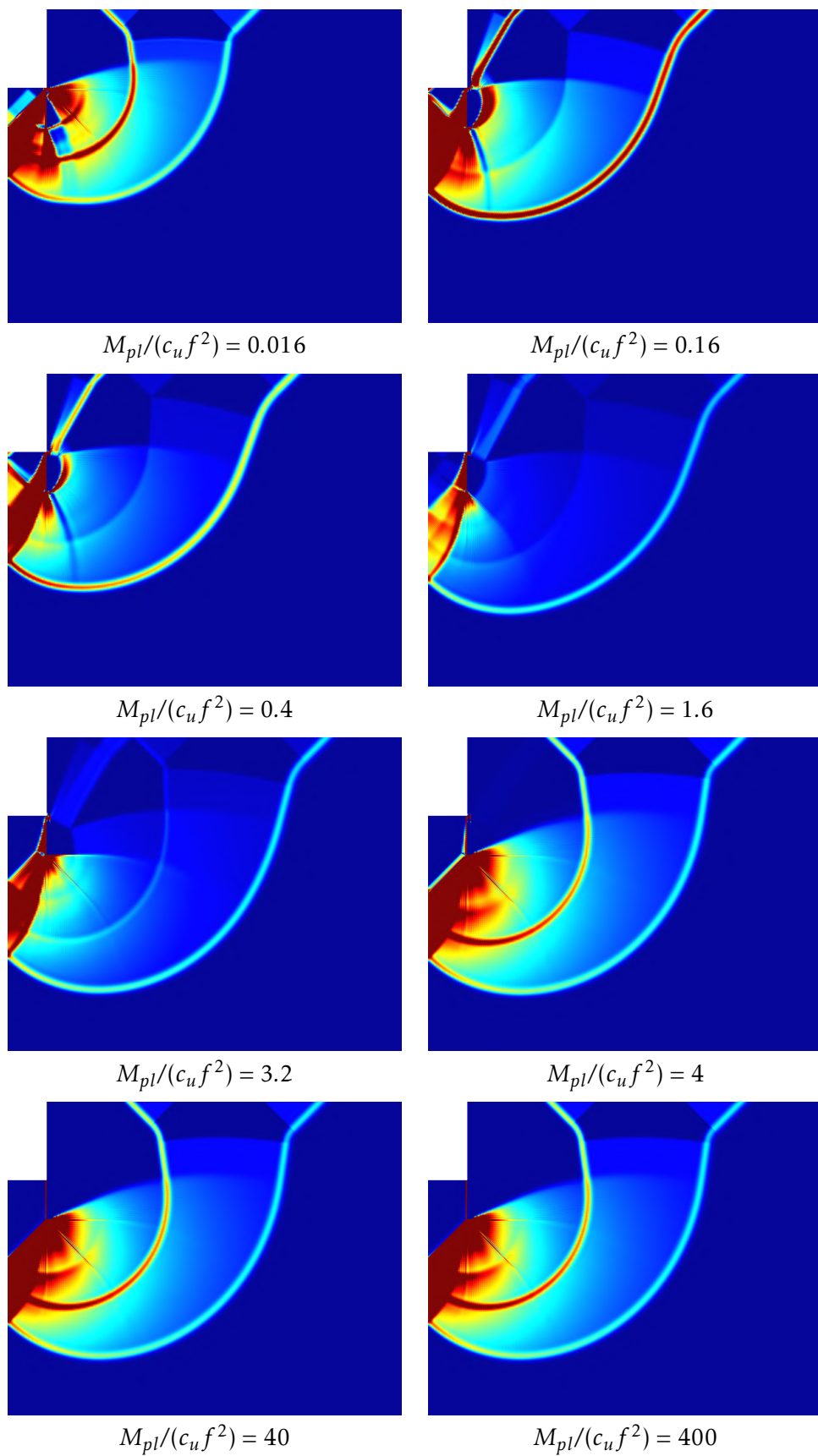


Figura 3.14: Mecanismos de colapso do caso base.

ESTUDO PARAMÉTRICO DOS FATORES GEOMÉTRICOS

4.1 Introdução

Baseando-se no modelo estabelecido a partir do caso base será apresentado neste capítulo um estudo paramétrico com objetivo de compreender melhor qual a influência que a resistência à flexão da cortina exerce sobre o problema de rotura de fundo. Os fatores geométricos a serem analisados estão descritos abaixo:

- distância do último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação (h');
- largura da escavação (B);
- profundidade enterrada da cortina (f).

Os cálculos realizados neste estudo consideram ampla gama de valores de momento plástico, M_{pl} , desde o comportamento flexível a rígido da cortina. As relações geométricas utilizadas nos cálculos estão demonstradas na Tabela 4.1. Para a relação $h'/h = 0.25$ e $h'/h = 0.5$ somente foi possível obter resultados para a relação $f/h = 0.33$, devido a um problema ocorrido com a refrigeração da sala onde os computadores que constituem o *geocluster* estão instalados.

Apesar de ter sido definida anteriormente a dimensão da malha do terreno, sm igual a 0.025 m, apenas o modelo com relação $h'/h = 0$ foi calculado com esta malha devido ao tempo que demorou para realização dos cálculos. Os modelos com relação $h'/h = 0.25$ e $h'/h = 0.5$ foram calculados utilizando a dimensão da malha do terreno, sm igual a 0.05 m, que também apresentava bons resultados no estudo da malha do terreno, referenciado na

Tabela 4.1: Cálculos realizados para valores de M_{pl} iguais a 0.004, 0.04, 0.1, 0.4, 0.8, 1, 10, 100 kNm/m e cortina rígida.

h' = 0 m						
f/h						
h/B	0.1	0.2	0.33	0.5	0.67	1
0.2	✓	✓	✓	✓	✓	✓
0.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
1	✓	✓	✓	✓	✓	✓
1.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
2	✓	✓	✓	✓	✓	✓
2.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
3	✓	✓	✓	✓	✓	✓

h' = 0.25 m						
f/h						
h/B	0.1	0.2	0.33	0.5	0.67	1
0.2			✓			
0.5			✓			
1			✓			
1.5			✓			
2			✓			
2.5			✓			
3			✓			

h' = 0.5 m						
f/h						
h/B	0.1	0.2	0.33	0.5	0.67	1
0.2			✓			
0.5			✓			
1			✓			
1.5			✓			
2			✓			
2.5			✓			
3			✓			

4.2. INFLUÊNCIA DO ÚLTIMO NÍVEL DE APOIOS DA CORTINA AO FUNDO DA ESCAVAÇÃO

seção 3.2.3.

Ainda assim foi realizado um estudo comparativo com as duas dimensões de malha a partir dos resultados já obtidos para a situação em que $h'/h = 0$, $h/B = 0.2$ e $f/h = 0.1$ com a malha sm igual a 0.025 m. Desta forma verifica-se que não há relevância entre as diferenças nos resultados dos limites superior e inferior e das duas dimensões de malha.

Tabela 4.2: Resultados dos números de estabilidade ($\gamma h/c_u$) para diferentes dimensões de malha do terreno.

M_{pl} (kNm/m)	$sm = 0.025$		$sm = 0.05$	
	UB	LB	UB	LB
0.004	5.775	5.764	5.783	5.759
0.04	5.843	5.830	5.831	5.826
0.1	5.845	5.834	5.884	5.830
0.4	5.845	5.834	5.913	5.830
0.8	5.845	5.834	5.913	5.830
1	5.845	5.834	5.913	5.830
10	5.845	5.834	5.913	5.830
100	5.845	5.834	5.913	5.830
<i>Rígida</i>	5.845	5.834	5.913	5.830

4.2 Influência do último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação

Para o estudo da influência da distância do último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação, considerou-se os valores para h' iguais a 0 m (caso base), 0.25 m e 0.5 m.

4.2.1 Resultados de número de estabilidade, $\gamma h/c_u$

Os resultados dos valores de número de estabilidade para os limites superior e inferior são representados graficamente na Figura 4.1, para todos os parâmetros de resistência, $M_{pl}/(c_u f^2)$ em escala logarítima, e também uma situação em que a cortina é rígida, largura de escavação (B) igual a 1 m e a altura enterrada da cortina (f) igual a 0.33 m.

Após análise da Figura 4.1 é possível concluir que:

- i) para os casos em que ocorre a plastificação da cortina, verifica-se que os valores de número de estabilidade são maiores de acordo com o aumento do comprimento da

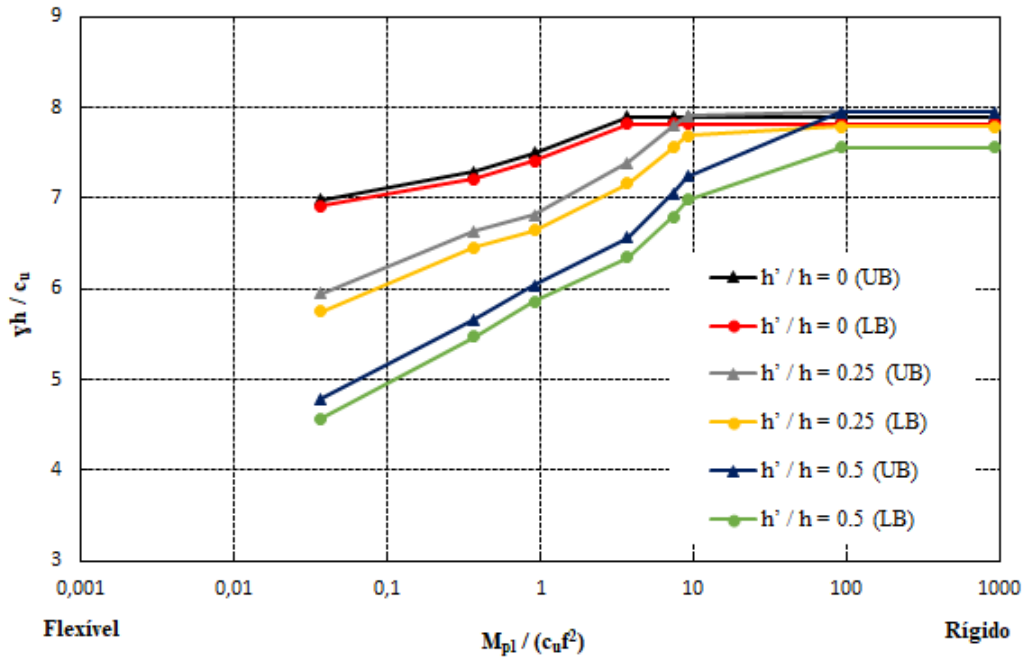


Figura 4.1: Influência de $M_{pl}/(c_u f^2)$ e da distância entre o último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação no número de estabilidade, para $h/B = 1$ e $f/h = 0.33$.

cortina que está apoiado, devido a parte apoiada exercer maior esforço para suportar o peso do solo;

- ii) as soluções para os limites superior (UB) e inferior (LB) fornecem bons resultados, com diferença de $\approx 1\%$ quando $h' = 0$ m para todos os parâmetros de resistência, $M_{pl}/(c_u f^2)$. Quando $h' = 0.25$ m a diferença aumenta, variando entre 2.1% e 3.6% quanto maior $M_{pl}/(c_u f^2)$. O mesmo ocorre quando $h' = 0.5$ m, porém a variação é de 3% e 5.2%;
- iii) o comprimento apoiado da cortina influencia diretamente na rigidez desta, observando que para $h' = 0$ m não há plastificação da cortina quando $M_{pl}/(c_u f^2) = 7.346$ e para $h' = 0.25$ e $h' = 0.5$ m a partir de $M_{pl}/(c_u f^2) = 91.827$;
- iv) para diferentes valores de h' , e para valores iguais de $M_{pl}/(c_u f^2)$, os resultados do número de estabilidade são diferentes;
- v) comparando os resultados do limite superior para as relações $h'/h = 0$ e $h'/h = 0.25$ nota-se que os números de estabilidade são superiores em 17% para o caso em que a cortina é mais flexível, $M_{pl}/(c_u f^2) = 0.037$, no entanto essa diferença diminui e tende a 0% conforme a rigidez da cortina aumenta e a cortina deixa de plastificar, $M_{pl}/(c_u f^2) = 91.827$. O mesmo ocorre quando comparado as relações $h'/h = 0$ e $h'/h = 0.5$, porém a diferença é de 46% e tende a 0% quando $M_{pl}/(c_u f^2) = 91.827$; esses dados confirmam a afirmação referida no item anterior;

4.2. INFLUÊNCIA DO ÚLTIMO NÍVEL DE APOIOS DA CORTINA AO FUNDO DA ESCAVAÇÃO

- vi) quando o parâmetro de resistência é igual a 91.827 não há plastificação da cortina para as três alturas de h' e pode-se considerar que não existe diferenças nos números de estabilidade do limite superior e inferior, uma vez que a diferença ocorre a partir da segunda casa decimal.

A partir das análises em relação a Figura 4.1, especificamente referente ao item **iv**, é possível considerar que o parâmetro de resistência proposto por Ukritchon et al. (2003) pode ser adaptado para $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$, uma vez que, para diferentes valores de h' , e para valores iguais de $M_{pl}/(c_u f^2)$, os resultados do número de estabilidade são diferentes.

Desta forma o parâmetro de resistência adaptado é representado na Figura 4.2 e nota-se uma aproximação nas curvas dos resultados do número de estabilidade para diferentes valores de h' , e para valores iguais de $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$. Ainda é possível afirmar que $M_{pl}/(c_u(f+h')^2) \geq 4$ parece confirmar a condição limite em que não há rotura da cortina por flexão. Neste sentido, a utilização do fator $f+h'$ parece ser mais adequado para estimar os valores de M_{pl} .

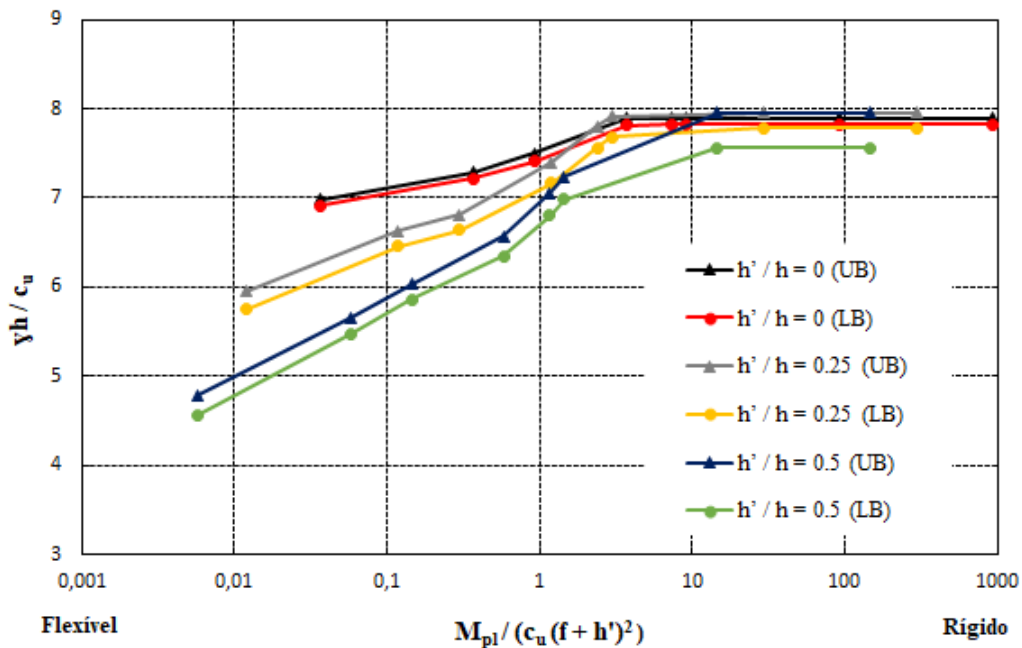


Figura 4.2: Influência de $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$ e da distância entre o último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação no número de estabilidade, para $h/B = 1$ e $f/h = 0.33$.

4.2.2 Formação de rótulas plásticas

As rótulas plásticas podem ser identificadas através do exemplo ilustrado na Figura 4.3, onde verifica-se a formação de duas rótulas plásticas (RP), localizadas em $y \approx 0.07$ m e

$y \approx 0.25$ m, sendo y a distância à base da escavação onde se localiza a RP na cortina.

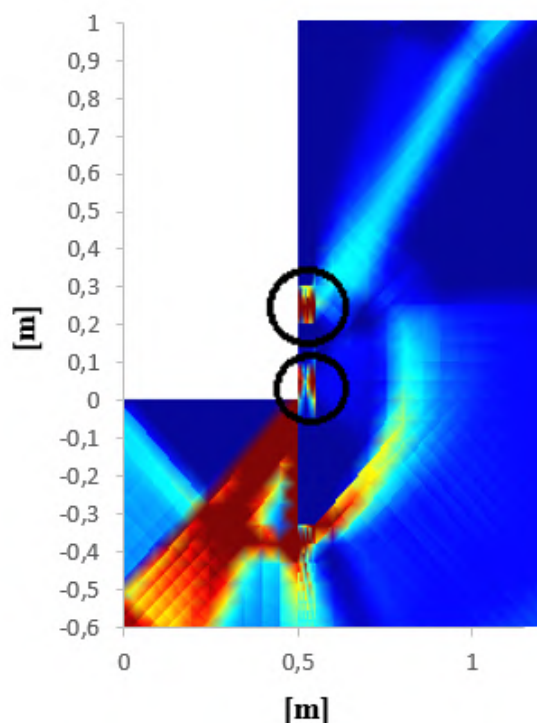


Figura 4.3: Exemplo para identificação de rótulas plásticas.

As Figuras 4.4 e 4.5 mostram os resultados dos mecanismos de colapso e localização das rótulas plásticas (RP), obtidos a partir das análises de limite superior para todos os valores de M_{pl} , largura de escavação (B) igual a 1 m e a altura enterrada da cortina, (f) igual a 0.33 m.

Após análise das Figuras 4.4 e 4.5 é possível concluir que:

- i) a localização dos apoios na cortina influencia diretamente nos mecanismos de colapso e na formação das rótulas plásticas;
- ii) conforme o aumento nos valores do M_{pl} nota-se a redução na quantidade de RP que se formam na cortina, tendendo a zero rótulas quando não ocorre a plastificação da cortina;
- iii) para a relação $h'/h = 0$ nota-se apenas a formação de uma rótula plástica, localizada aproximadamente na base da escavação até quando o valor do M_{pl} é igual a 0.4 kNm/m;
- iv) para a relação $h'/h = 0.25$ e $h'/h = 0.5$ nota-se a formação de duas rótulas plásticas para os menores valores de momento plástico, $M_{pl} = 0.004$ kNm/m e $= 0.04$ kNm/m,

4.2. INFLUÊNCIA DO ÚLTIMO NÍVEL DE APOIOS DA CORTINA AO FUNDO DA ESCAVAÇÃO

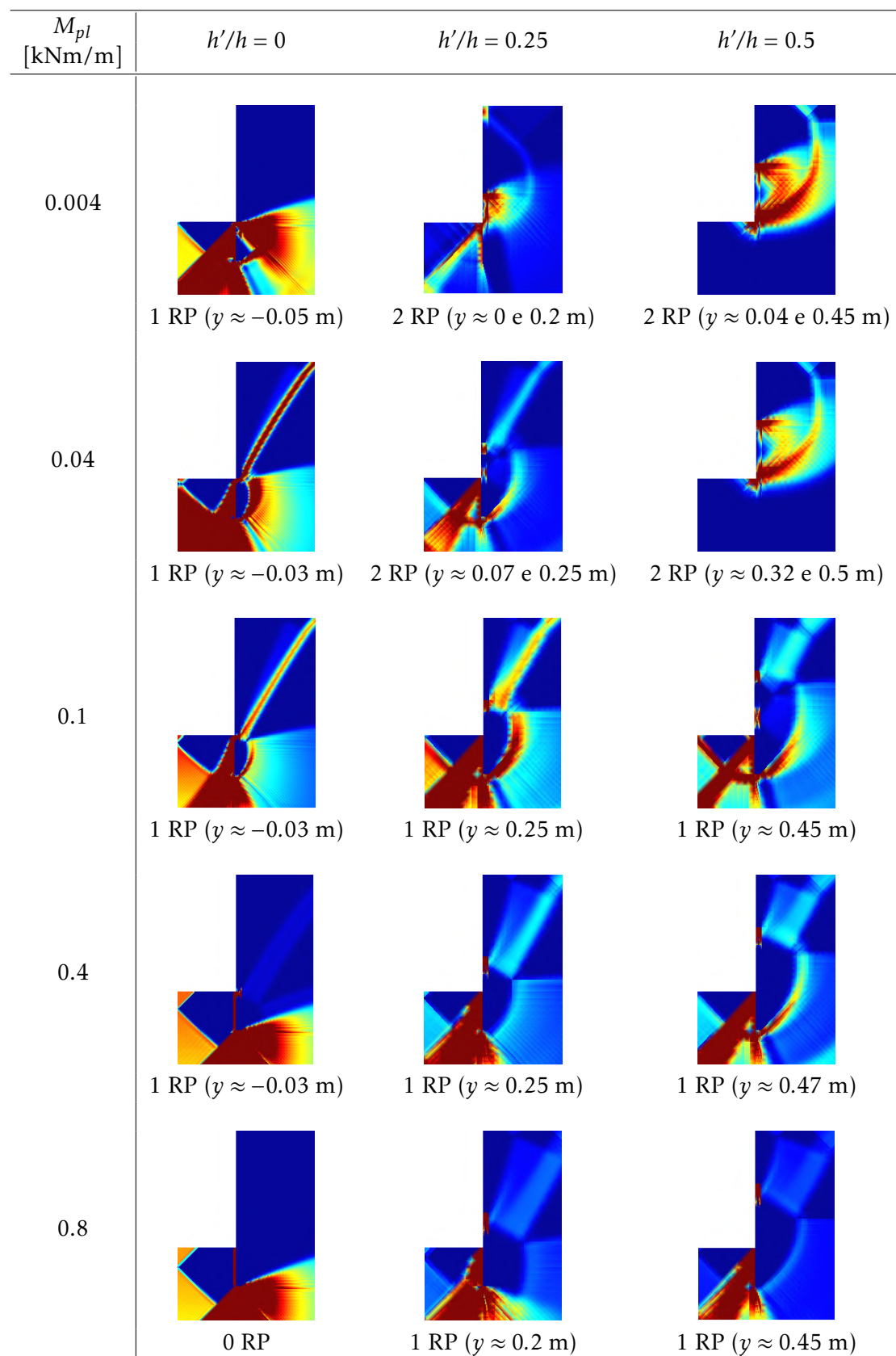


Figura 4.4: Mecanismos de colapso evidenciando a formação de rótulas plásticas do limite superior em função de h' , para $f/h = 0.33$ e $h/B = 1$ (Parte 1/2).

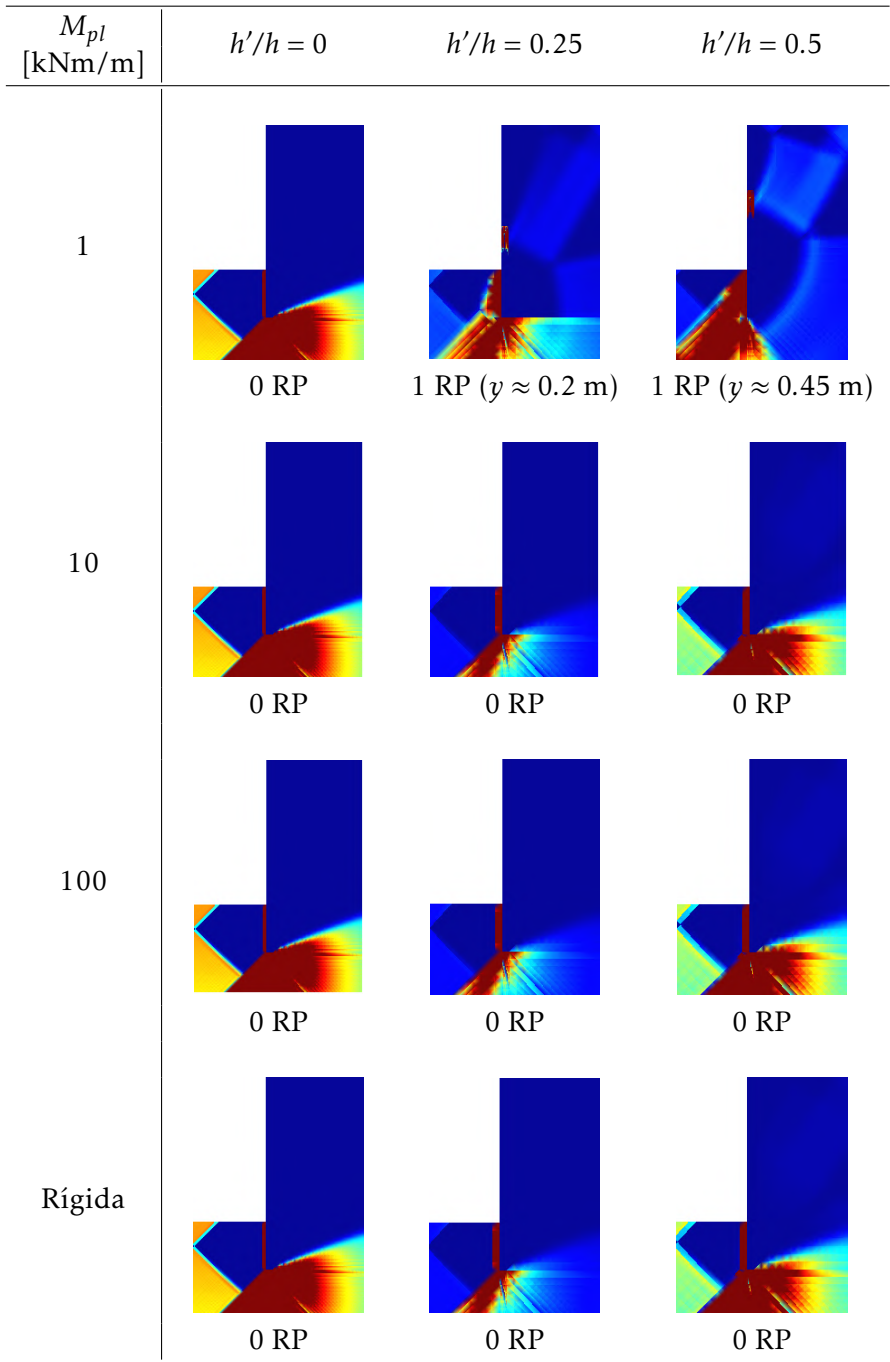


Figura 4.5: Mecanismos de colapso evidenciando a formação de rótulas plásticas do limite superior em função de h' , para $f/h = 0.33$ e $h/B = 1$ (Parte 2/2).

localizadas aproximadamente no último nível de apoio da cortina e na base da escavação, respectivamente. Quando o M_{pl} varia entre 0.1 kNm/m e 1 kNm/m apenas uma rótula plástica se forma e para valores de M_{pl} superiores não há plastificação da cortina.

4.3 Influência da largura da escavação

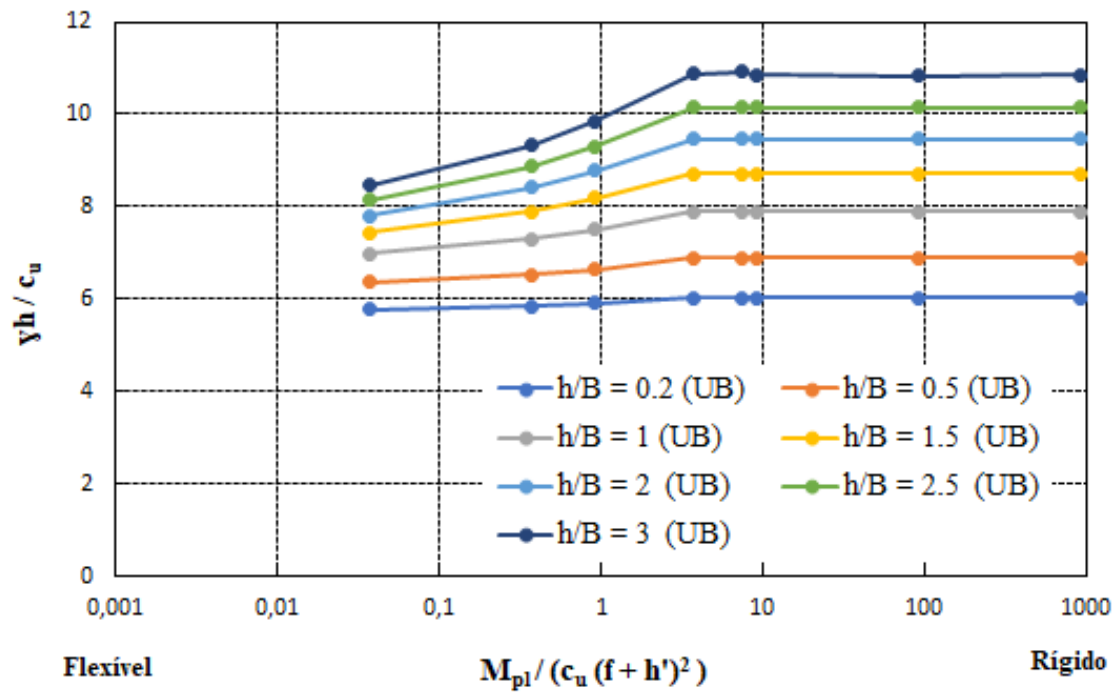
Para o estudo da influência da largura da escavação, considerou-se os valores para B iguais a 0.33 m, 0.4 m, 0.5 m, 0.67 m, 1 m (caso base), 2 m e 5 m e $f/h = 0.33$. Para além disto, também foi considerado os três casos em que a distância entre o último nível de apoios ao fundo da escavação variam: $h'/h = 0$, $h'/h = 0.25$ e $h'/h = 0.5$.

4.3.1 Resultados de número de estabilidade, $\gamma h/c_u$

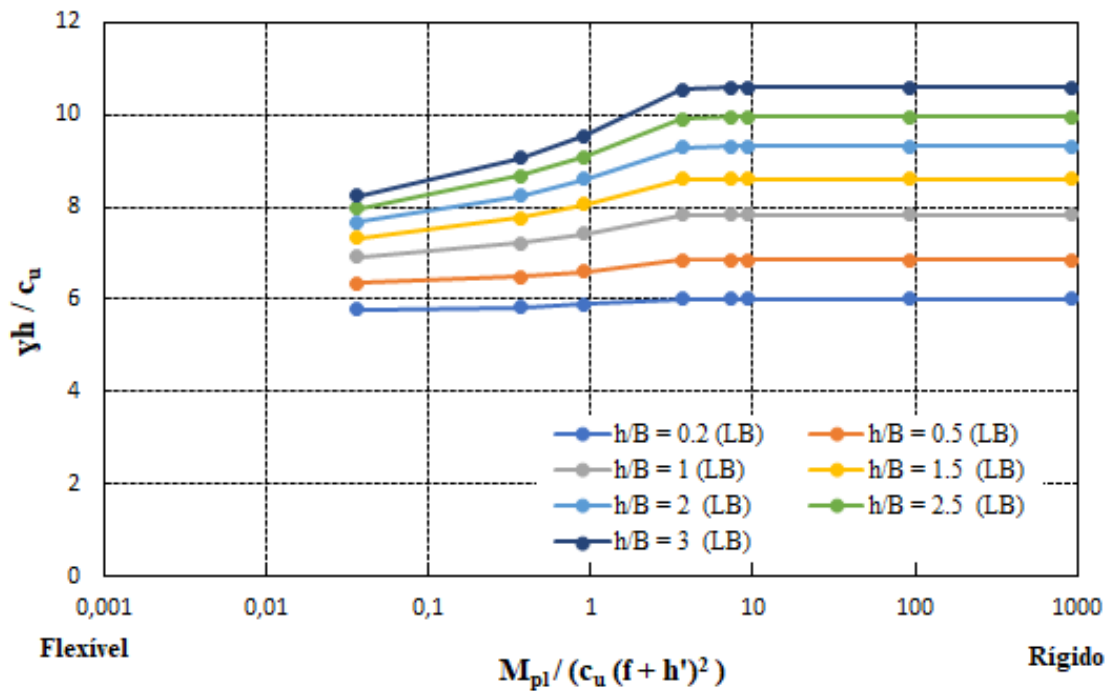
Os resultados dos valores de número de estabilidade para os limites superior e inferior são representados graficamente nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8, para todos os parâmetros de resistência adaptado em escala logarítmica, $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$, e também uma situação em que a cortina é rígida, largura de escavação (B) variando entre 0.33 m e 5 m e a altura enterrada da cortina (f) igual a 0.33 m.

Após análise das Figuras 4.6, 4.7 e 4.8 é possível concluir que:

- i) o valor do momento plástico atribuído à cortina, M_{pl} , influencia o valor do número de estabilidade, $\gamma h/c_u$, sendo esse maior quanto maior o parâmetro de resistência adaptado, $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$, para todas as larguras de escavação, B ;
- ii) verifica-se que o acréscimo mais acentuado do número de estabilidade, $\gamma h/c_u$, em função de $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$, ocorre para escavações mais estreitas, não havendo grande diferença para escavações mais largas, como $h/B = 3$;
- iii) de modo geral a partir de um determinado valor de $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$, todas as curvas demonstram que não ocorre plastificação na cortina;
- iv) quanto maior a largura da escavação, B , menores são os valores do número de estabilidade, $\gamma h/c_u$. Este resultado fica evidente para todos parâmetros de resistência, $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$. Comparando os resultados para as diversas larguras de escavação, nota-se que para a relação $h'/h = 0$ a diferença dos números de estabilidade mantém quase a mesma proporção para todos os valores de $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$. Já para a relação $h'/h = 0.25$, essas diferenças se aproximam para o menor valor de $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$. Para a relação $h'/h = 0.5$ os números de estabilidade tem valores iguais para todas as larguras de escavação e para o menor valor de $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$;



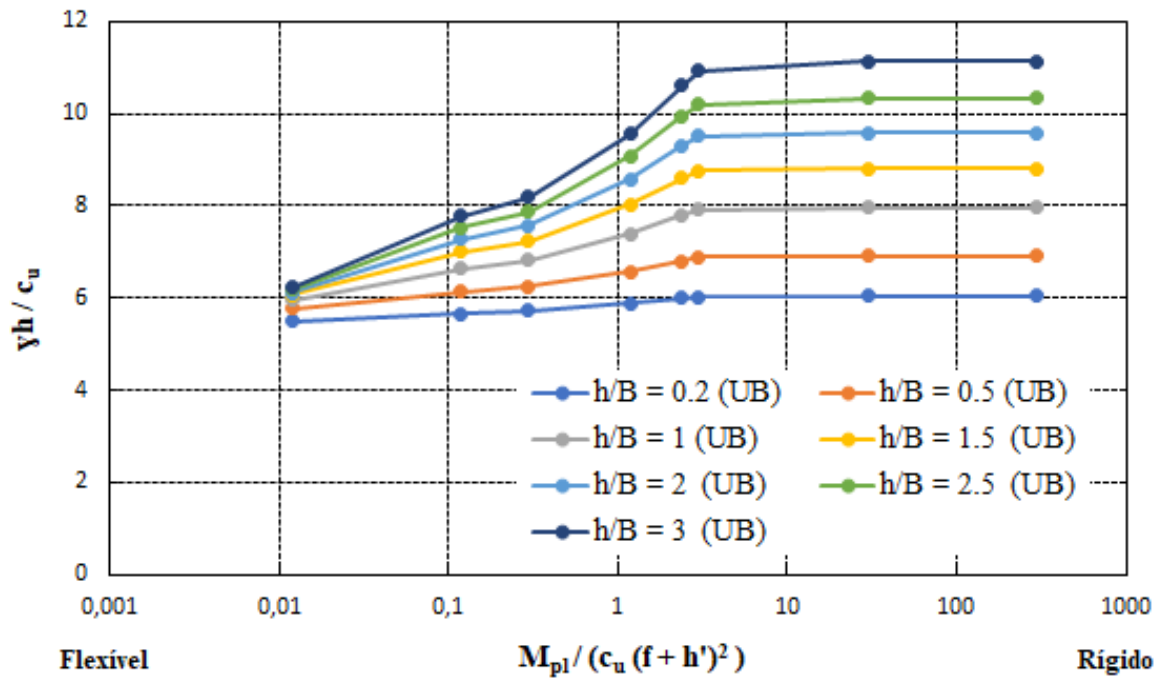
(a) Resultados de $\gamma h / c_u$ para o limite superior (UB)



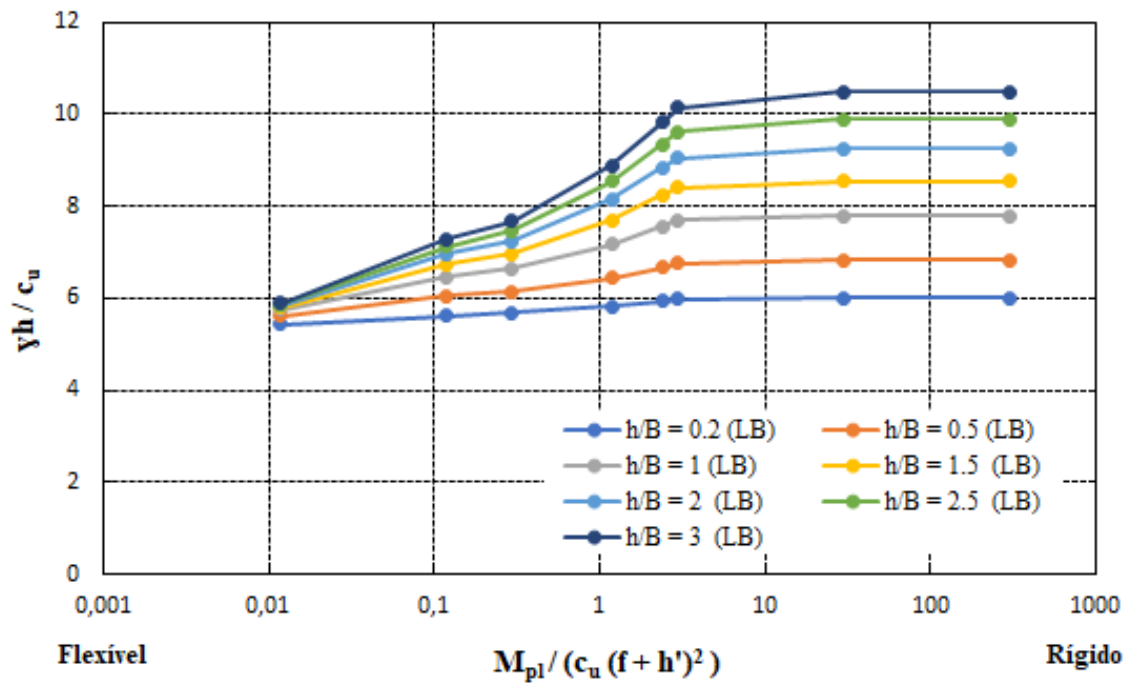
(b) Resultados de $\gamma h / c_u$ para o limite inferior (LB)

Figura 4.6: Influência de $M_{pl} / (c_u (f + h')^2)$ e da largura da escavação no número de estabilidade - $h'/h = 0$.

4.3. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ESCAVAÇÃO

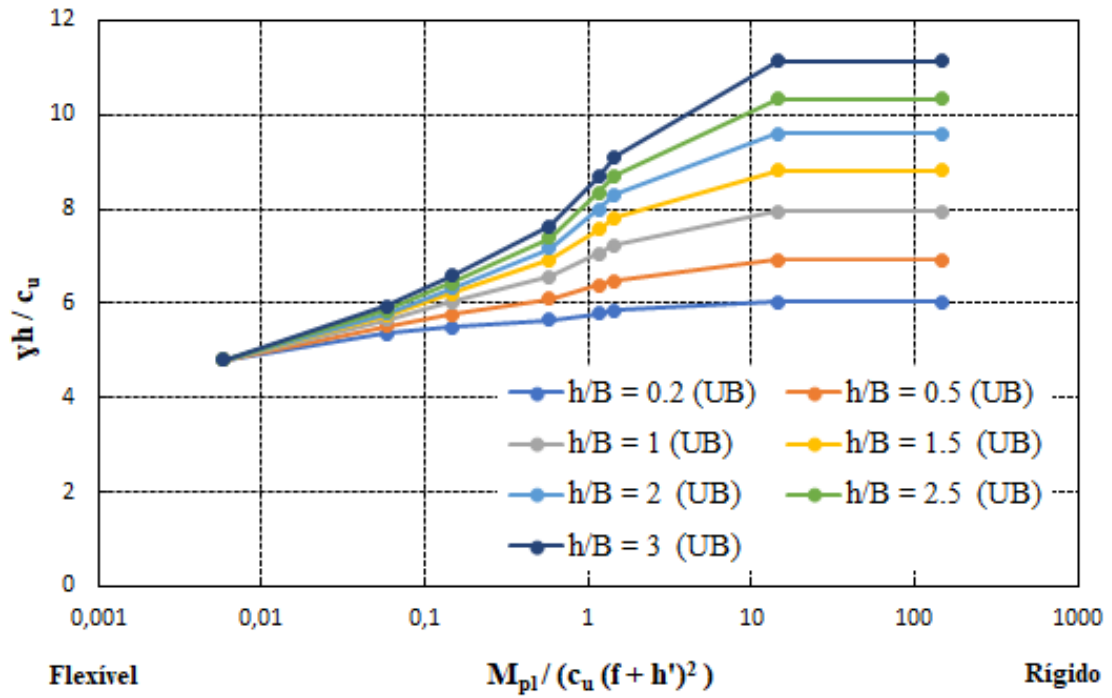


(a) Resultados de $\gamma h / c_u$ para o limite superior (UB)

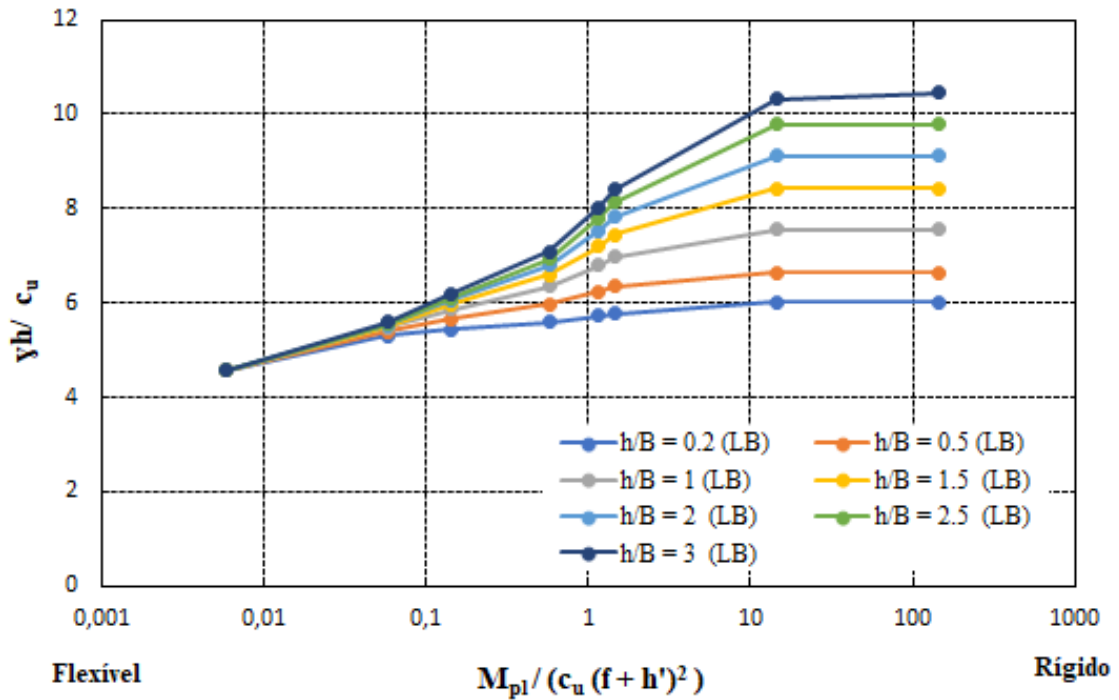


(b) Resultados de $\gamma h / c_u$ para o limite inferior (LB)

Figura 4.7: Influência de $M_{pl} / (c_u (f + h')^2)$ e da largura da escavação no número de estabilidade - $h'/h = 0.25$.



(a) Resultados de $\gamma h / c_u$ para o limite superior (UB)



(b) Resultados de $\gamma h / c_u$ para o limite inferior (LB)

Figura 4.8: Influência de $M_{pl} / (c_u (f + h')^2)$ e da largura da escavação no número de estabilidade - $h'/h = 0.5$.

- v) para a situação em que $h'/h = 0.5$, a influência da largura da escavação é mais evidente para os valores de $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$ inferiores a 10.

4.3.2 Resultados dos mecanismos de colapso

São apresentados os mecanismos de colapso do limite superior nas Figuras 4.9 a 4.17 referente aos três níveis de apoio da cortina ($h'/h = 0$, $h'/h = 0.25$ e $h'/h = 0.5$), para diferentes valores de B considerados, $f/h = 0.33$ e para os valores de M_{pl} iguais a 0.004 kNm/m, 0.04 kNm/m, 0.1 kNm/m, 0.4 kNm/m, 0.8 kNm/m, 1 kNm/m, 10 kNm/m, 100 kNm/m e para cortina rígida.

Após análises das Figuras 4.9 a 4.17 é possível concluir que:

- i) a formação dos mecanismos de colapso é influenciada diretamente pela largura da escavação, B e a altura entre o último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação, h' ;
- ii) para os três níveis de apoio da cortina ($h'/h = 0$, $h'/h = 0.25$ e $h'/h = 0.5$) nota-se que quanto maior o valor de B , maior a dimensão (profundidade e largura) dos mecanismos de colapso; no entanto quando $h'/h = 0.5$ não evidencia-se diferença entre as diferentes larguras de escavação para o menor valor de M_{pl} (0.004 kNm/m), tal ocorrência pode ser justificada pela localização do colapso da cortina e a massa de solo se deslocar horizontalmente para o interior da escavação;
- iii) conforme o valor de M_{pl} aumenta, o mecanismo de colapso tende a ultrapassar o pé da cortina, tornando-se visível que a maior parte da taxa de dissipação (representada pela cor vermelha) concentra-se abaixo do pé da cortina e no lado da escavação;
- iv) a largura da escavação não exerce influência na plastificação da cortina; observa-se que ocorre a plastificação da cortina para todas as larguras de escavação até $M_{pl} = 0.4$ kNm/m quando a cortina tem seu comprimento todo apoiado, $h'/h = 0$; a mesma situação acontece até $M_{pl} = 1$ kNm/m quando $h'/h = 0.25$ e $h'/h = 0.5$.

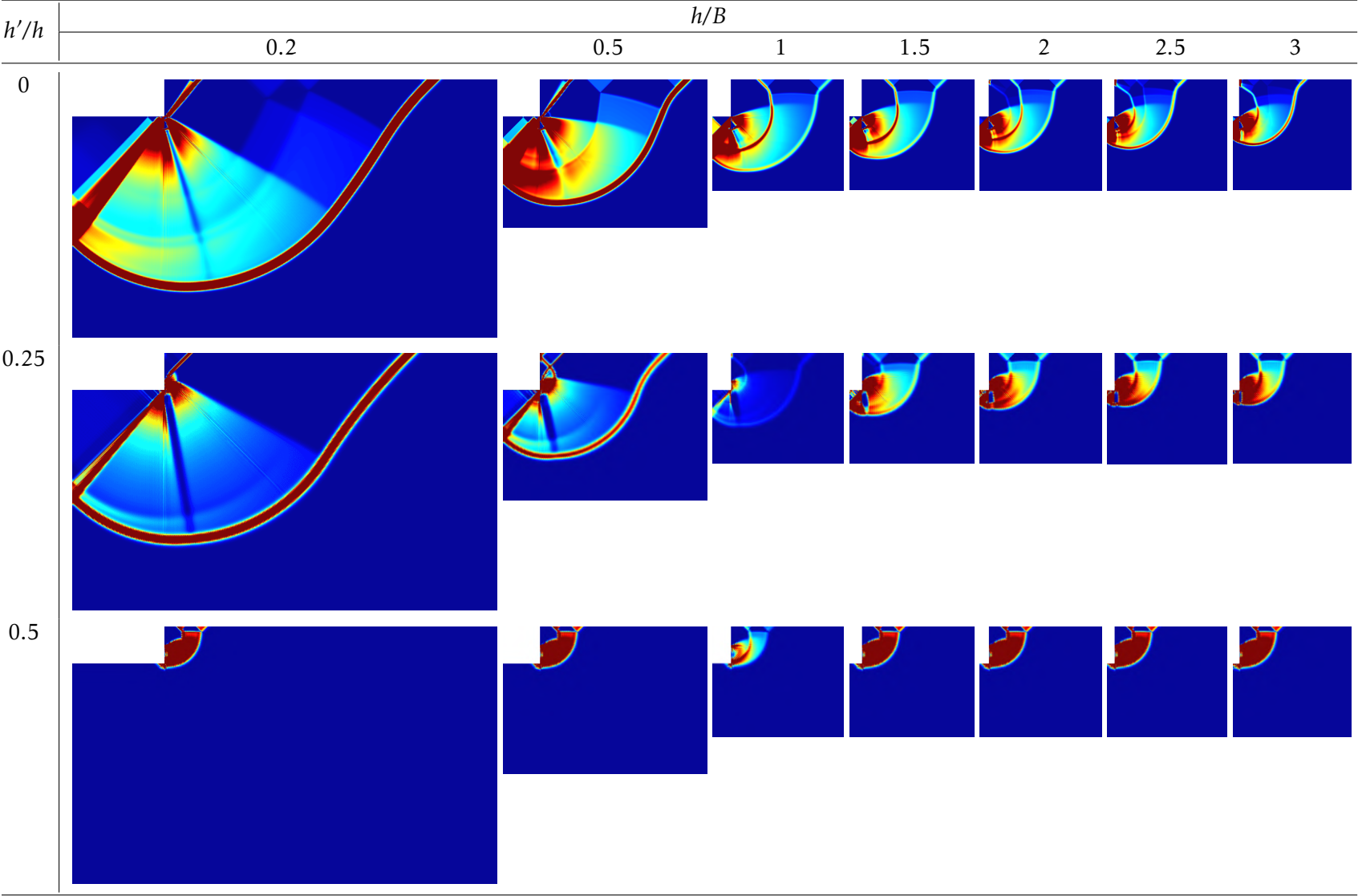


Figura 4.9: Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 0.004 kNm/m.

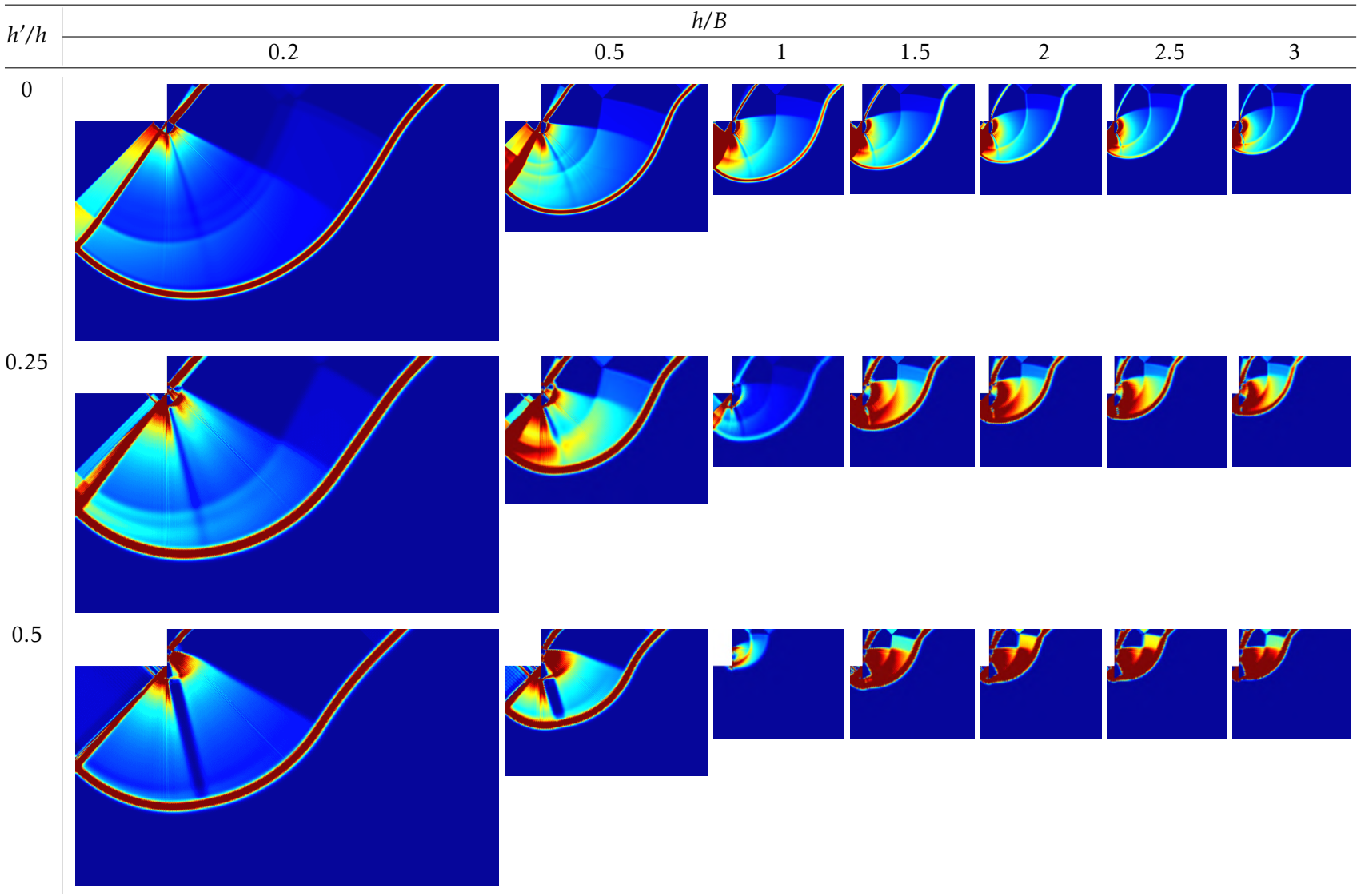


Figura 4.10: Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 0.04 kNm/m.

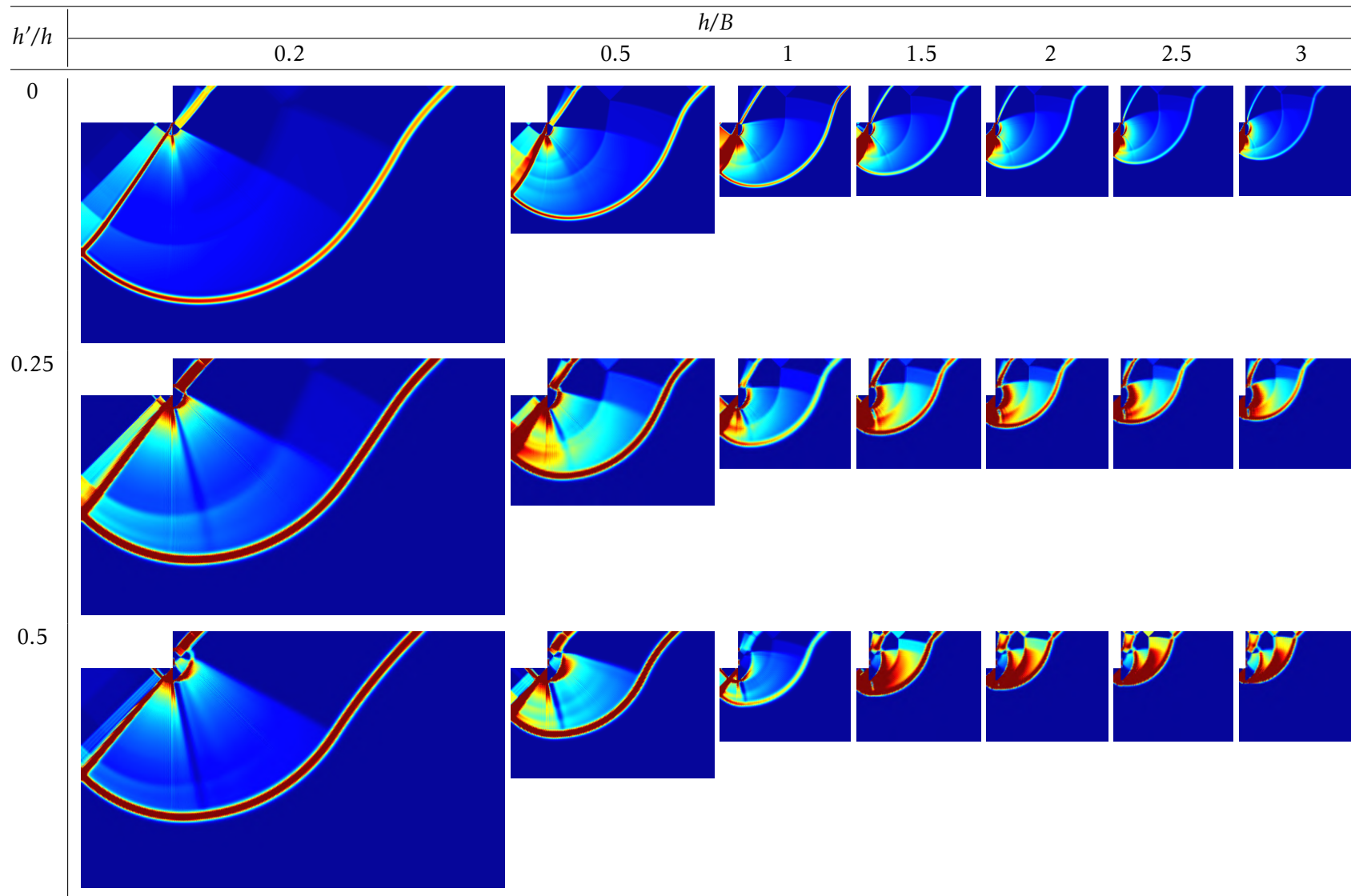


Figura 4.11: Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 0.1 kNm/m.

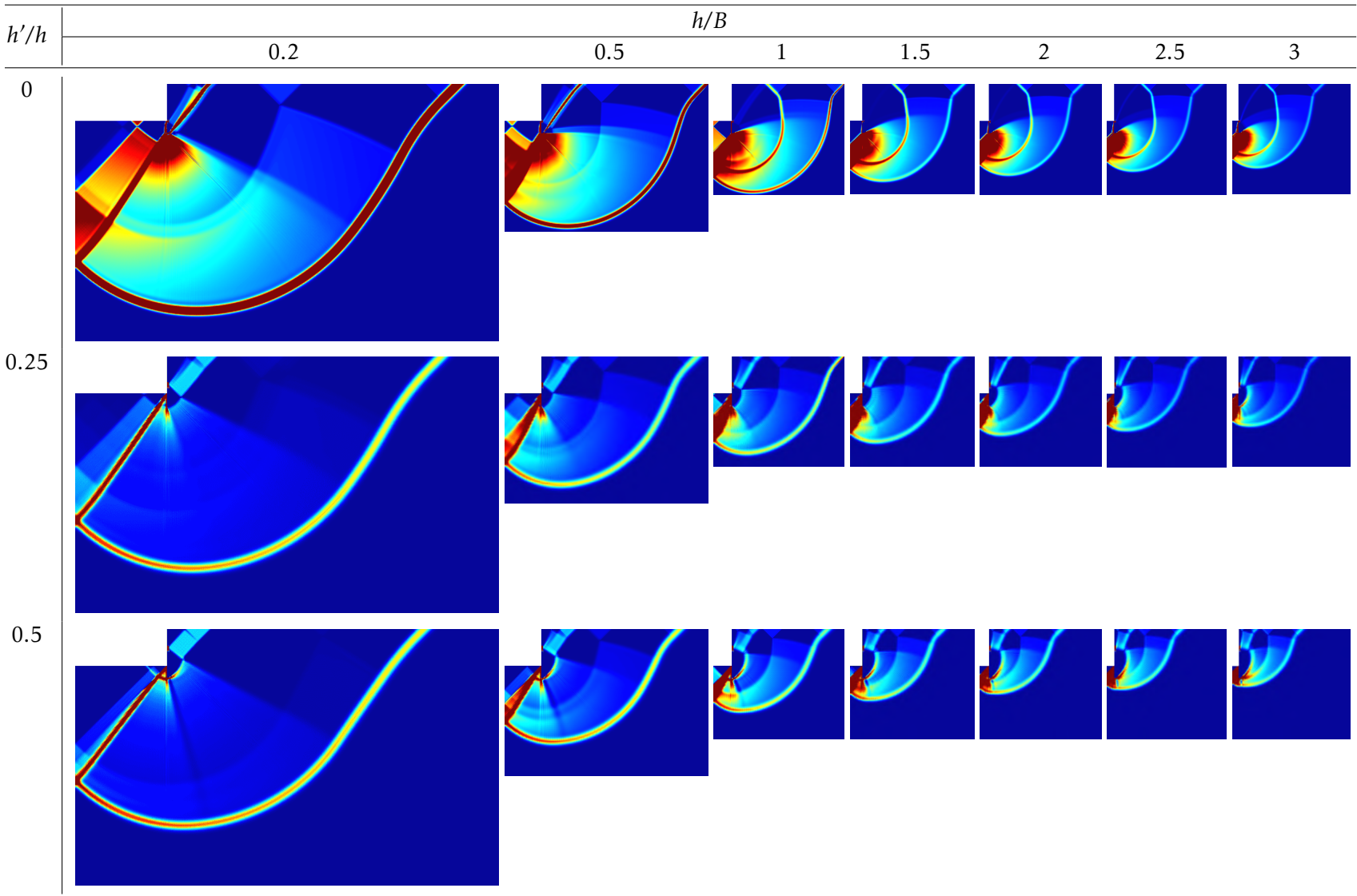


Figura 4.12: Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 0.4 kNm/m.

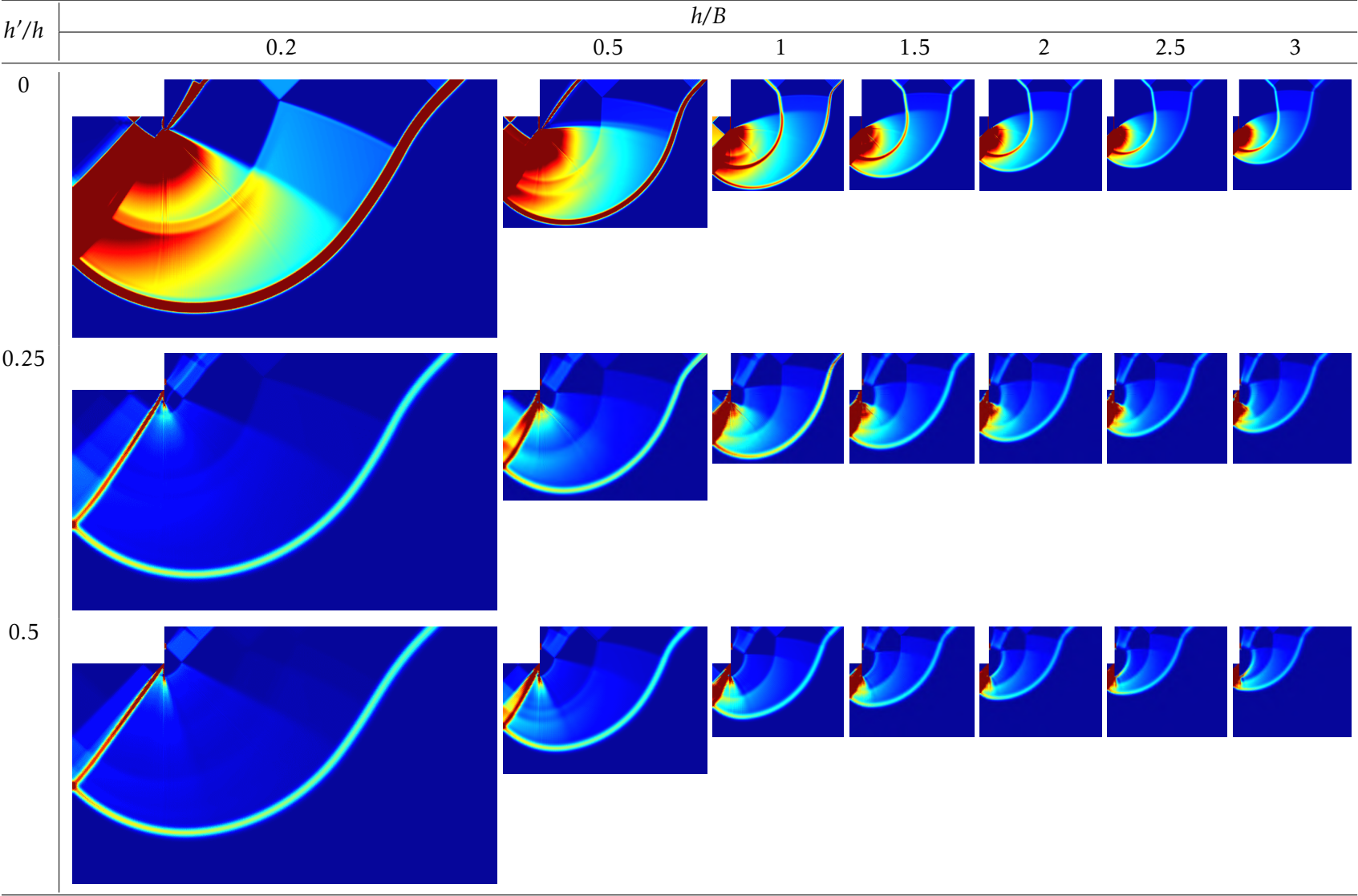


Figura 4.13: Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 0.8 kNm/m.

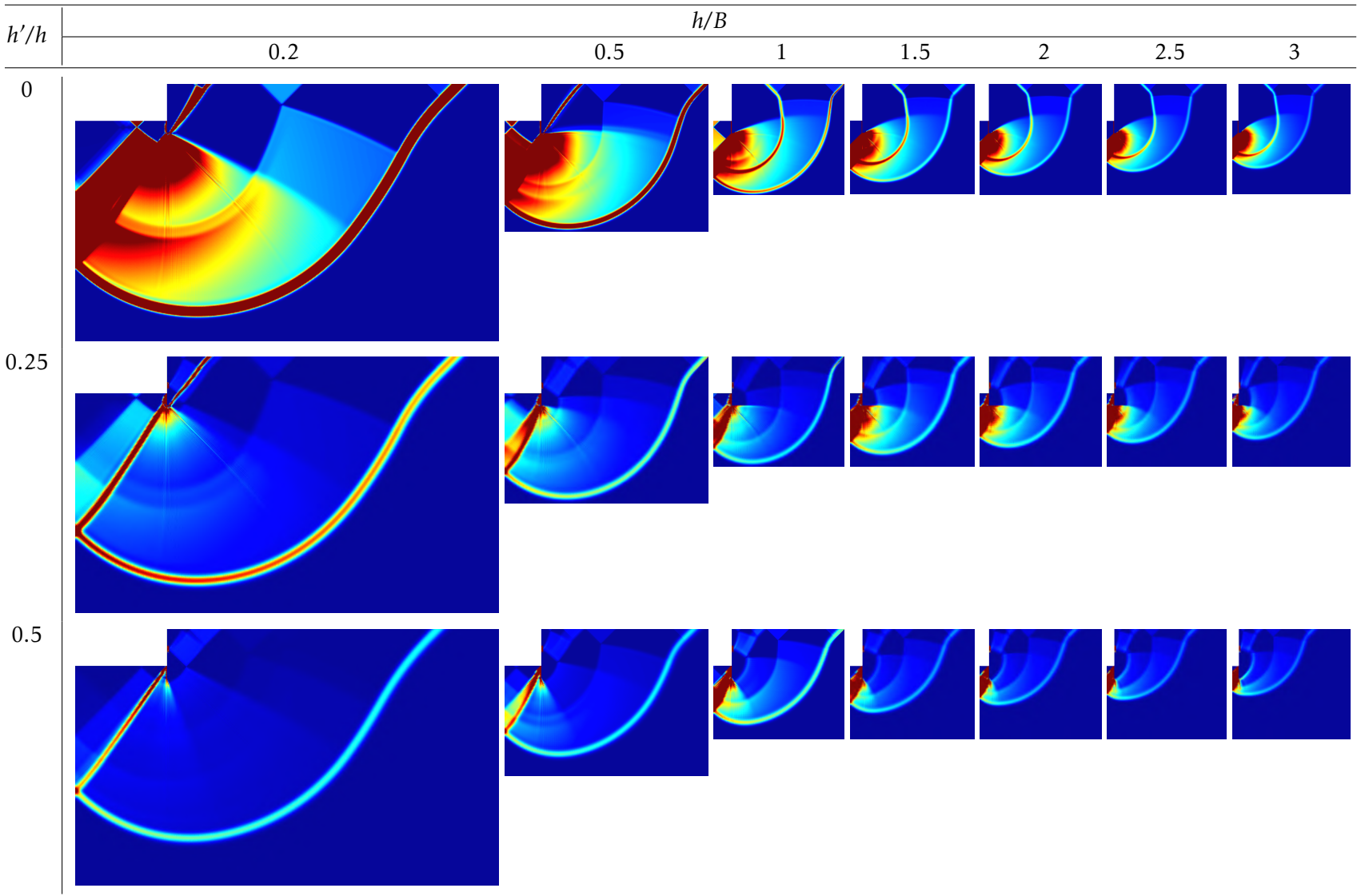


Figura 4.14: Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 1 kNm/m.

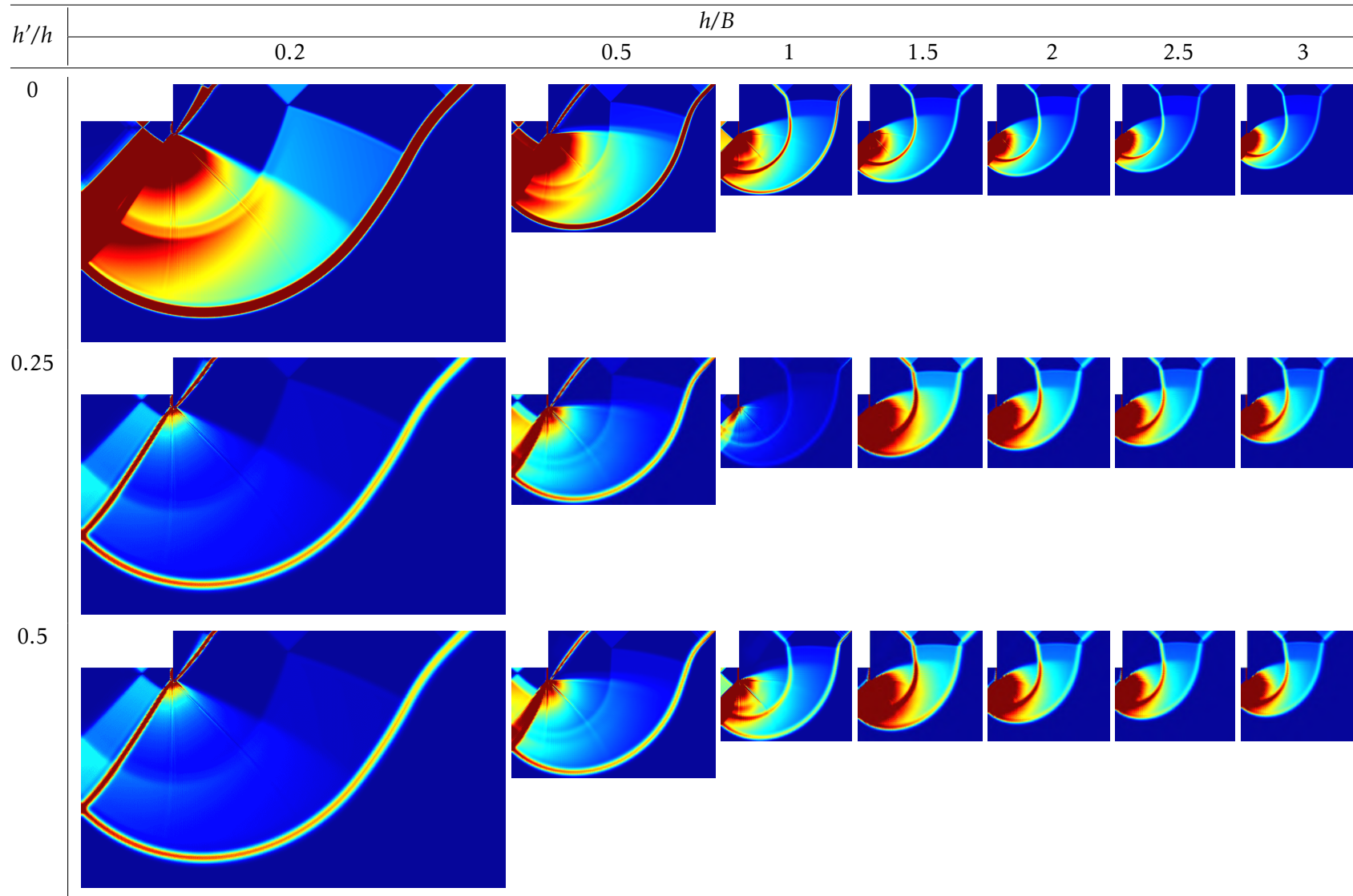


Figura 4.15: Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 10 kNm/m.

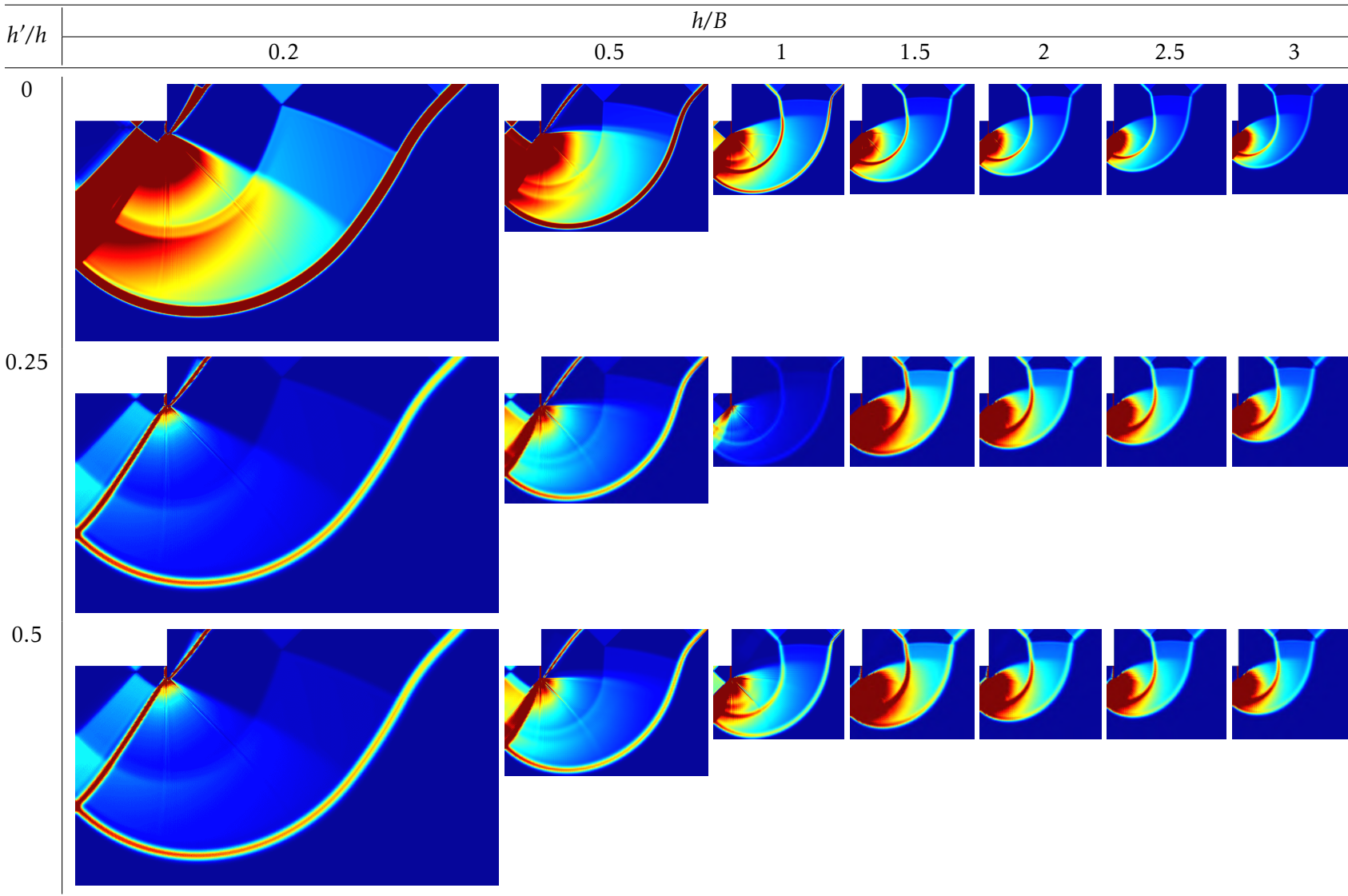


Figura 4.16: Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a 100 kNm/m.

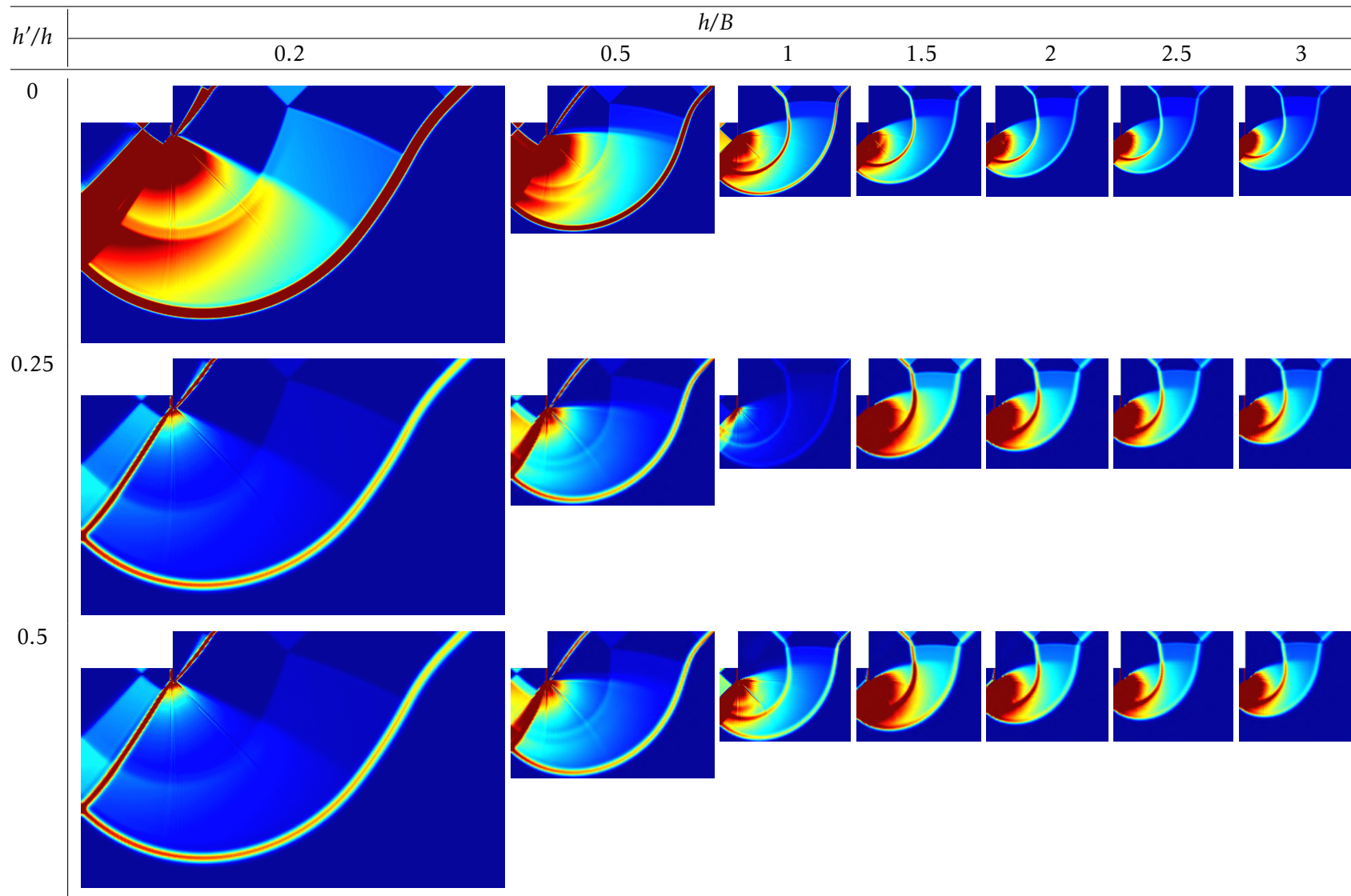


Figura 4.17: Mecanismos de colapso do limite superior para a cortina rígida.

4.4 Influência da profundidade enterrada da cortina

Para o estudo da influência da profundidade enterrada da cortina, f , será considerado a situação em que a cortina está apoiada em todo seu comprimento, $h'/h = 0$, para todas as larguras de escavação, conforme indica a Tabela 4.1. Os valores de f a serem analisados são: 0.1 m, 0.2 m, 0.33 m, 0.5 m, 0.67 m e 1 m.

4.4.1 Resultados de número de estabilidade, $\gamma h/c_u$

Os resultados dos valores de número de estabilidade para o limite superior são representados graficamente nas Figuras 4.18 a 4.24, para todos os valores de M_{pl} e $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$ (em escala logarítmica) considerados.

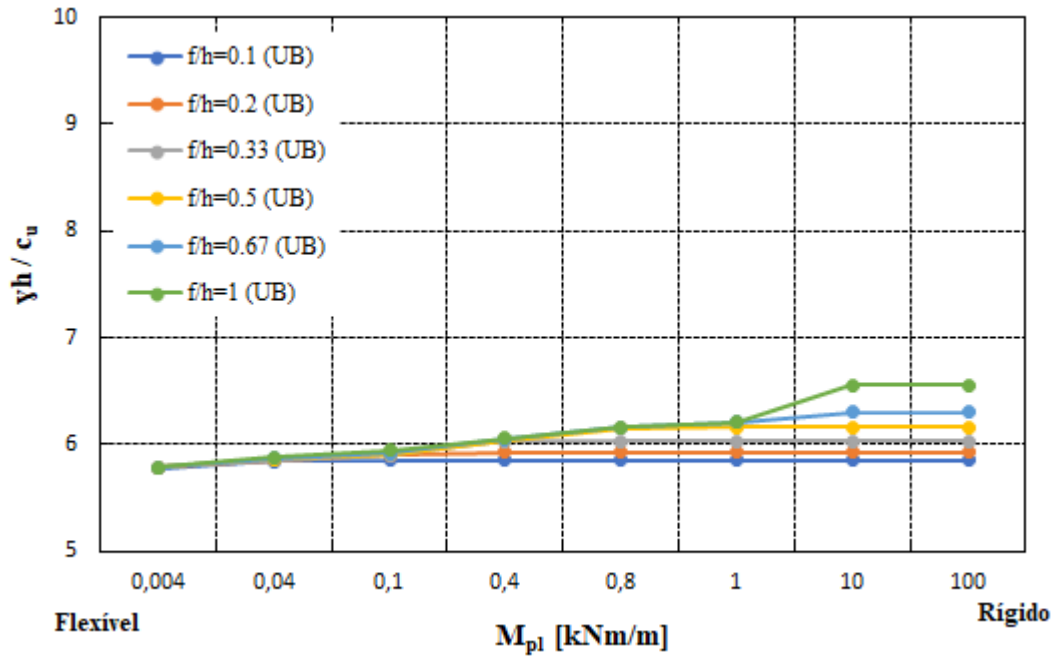
Após análise das Figuras 4.18 a 4.24 é possível concluir que:

- i) os resultados de número de estabilidade são tanto maiores quanto menores as larguras de escavação, B , quando comparado todas as relações de f/h , variando entre 4.8% (quando $B=0.33$ m) e 11% (quando $B=5$ m);
- ii) quando comparado os resultados para o mesmo valor de B e todas as relações f/h , os resultados de número de estabilidade são crescentes conforme o aumento da relação f/h para todos os valores de M_{pl} ; no entanto a menor diferença ocorre quando a cortina é mais flexível, ou seja, M_{pl} é igual a 0.004 kNm/m. Neste caso é possível afirmar que a altura enterrada, f , das cortinas mais flexíveis não contribui para o aumento da sua resistência a flexão;
- iii) o valor de M_{pl} tem maior influência para escavações estreitas e com maior profundidade enterrada da cortina, tendo o resultado do número de estabilidade um acréscimo de $\approx 79\%$ para a situação em que B é igual a 0.33 m entre a relação $f/h=0.1$ e $f/h=1$;
- iv) para as diferentes relações de f/h , todas as curvas convergem para um patamar rígido correspondente a um valor constante de número de estabilidade; quanto maior o valor de f maior é o valor de M_{pl} a partir do qual deixa de ocorrer a plastificação da cortina.

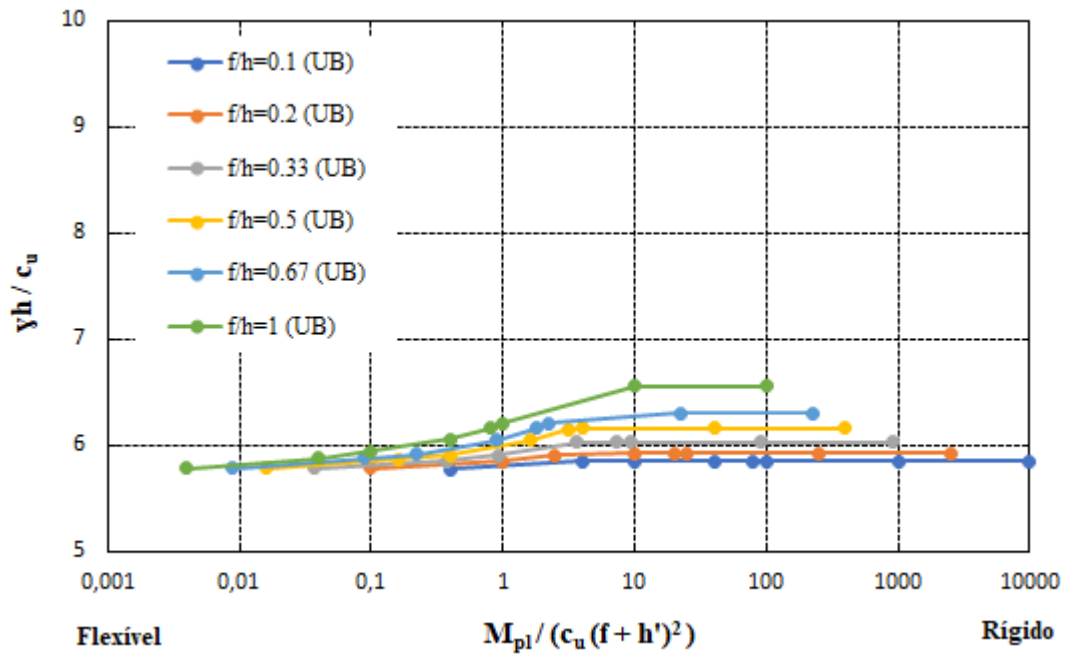
4.4.2 Resultados dos mecanismos de colapso

São apresentados alguns mecanismos de colapso do limite superior nas Figuras 4.25, 4.26 e 4.27.

A Figura 4.25 refere-se aos mecanismos de colapso com M_{pl} igual a 0.04 kNm/m para todas as relações de h/B e f/h consideradas, sendo possível concluir que:

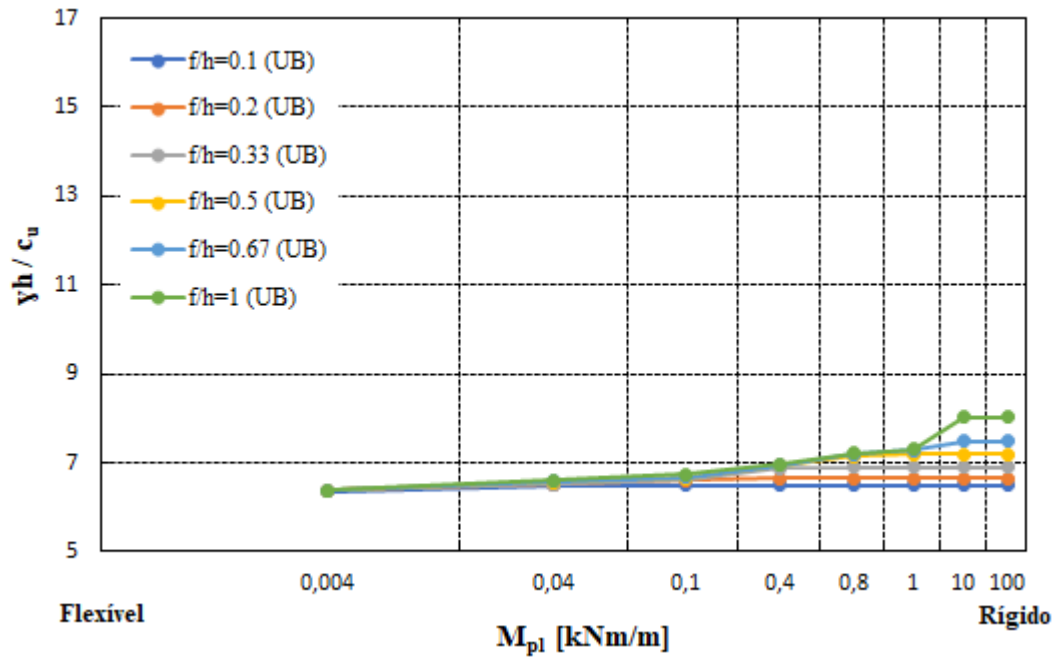


(a) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de M_{pl}

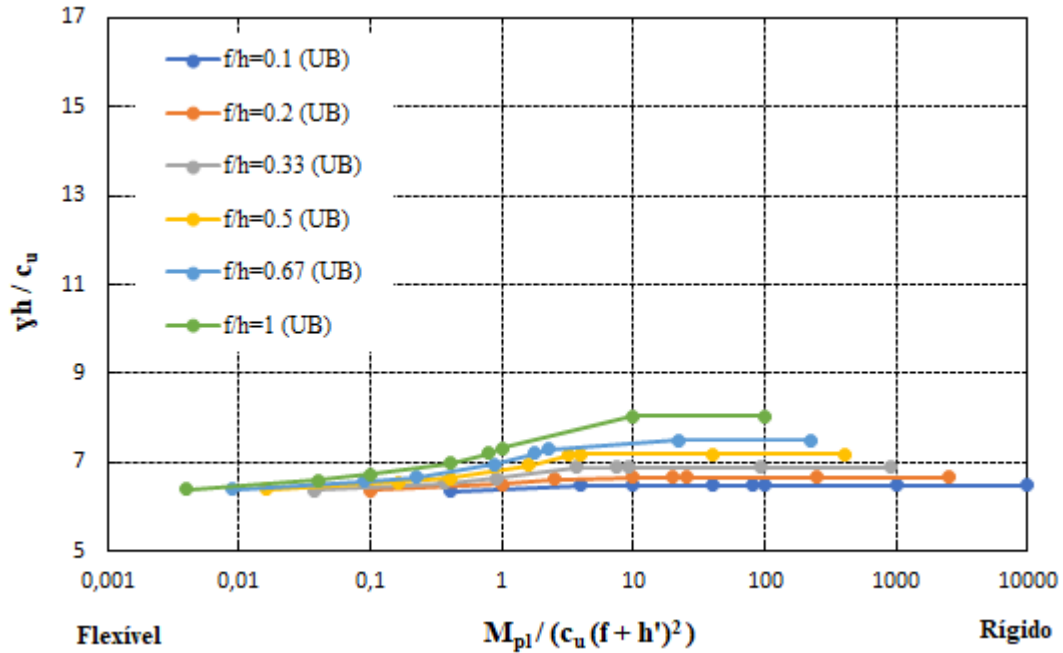


(b) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de $M_{pl} / (c_u (f + h')^2)$

Figura 4.18: Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 0.2$.

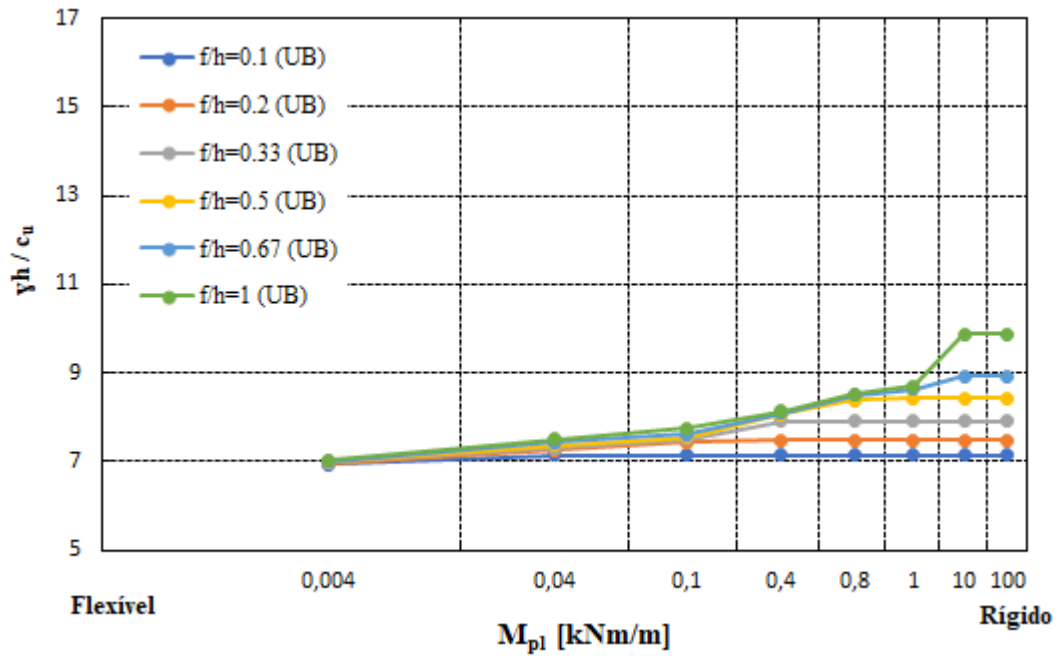


(a) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de M_{pl}

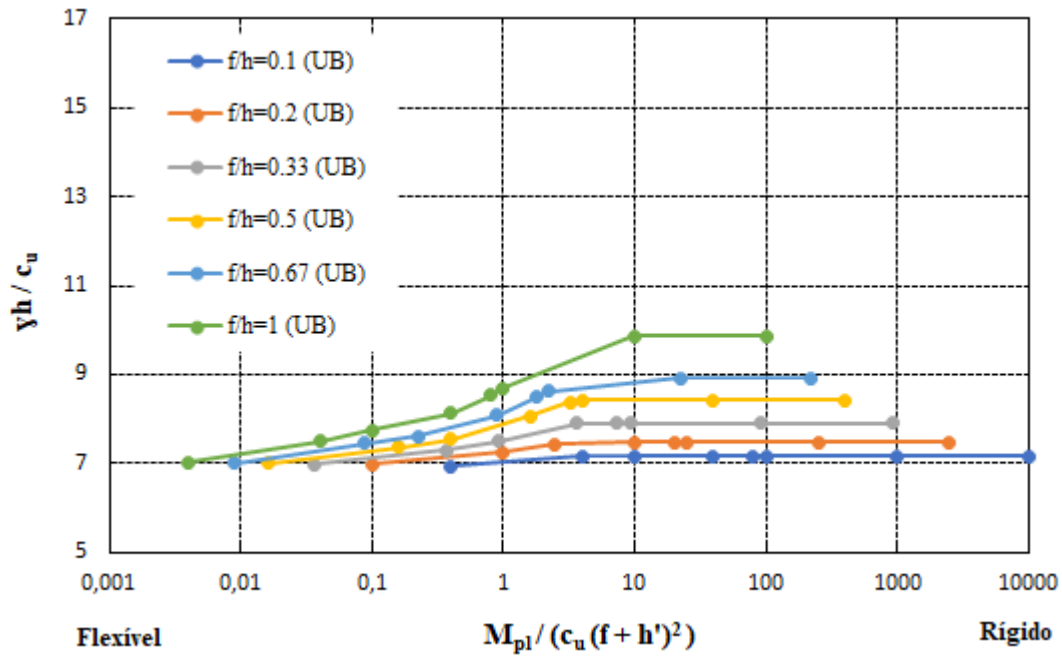


(b) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de $M_{pl} / (c_u (f + h')^2)$

Figura 4.19: Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 0.5$.

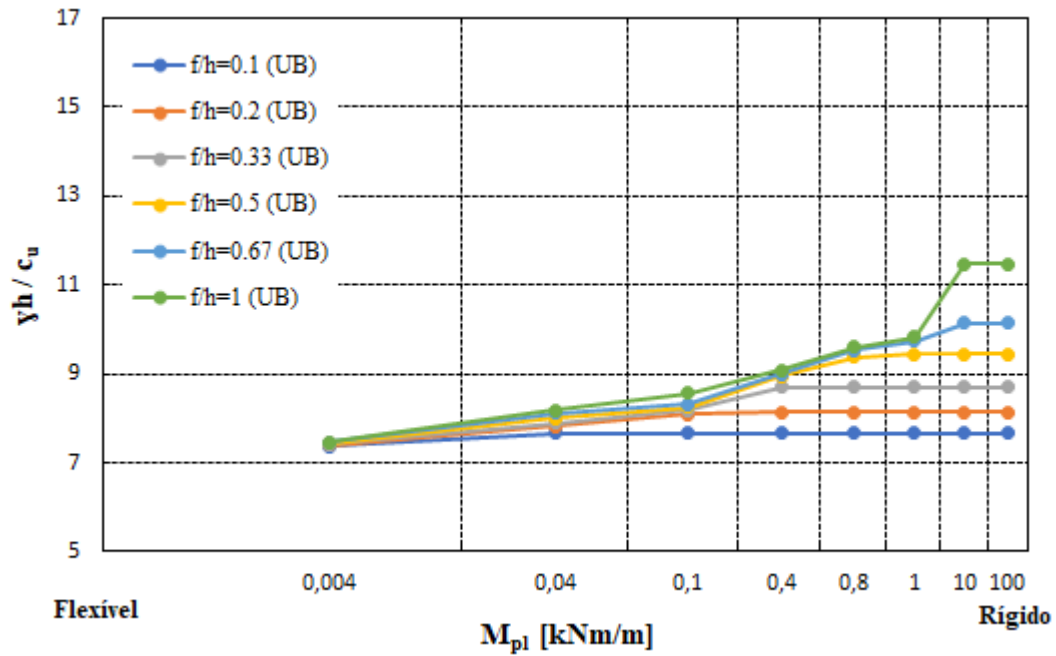


(a) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de M_{pl}

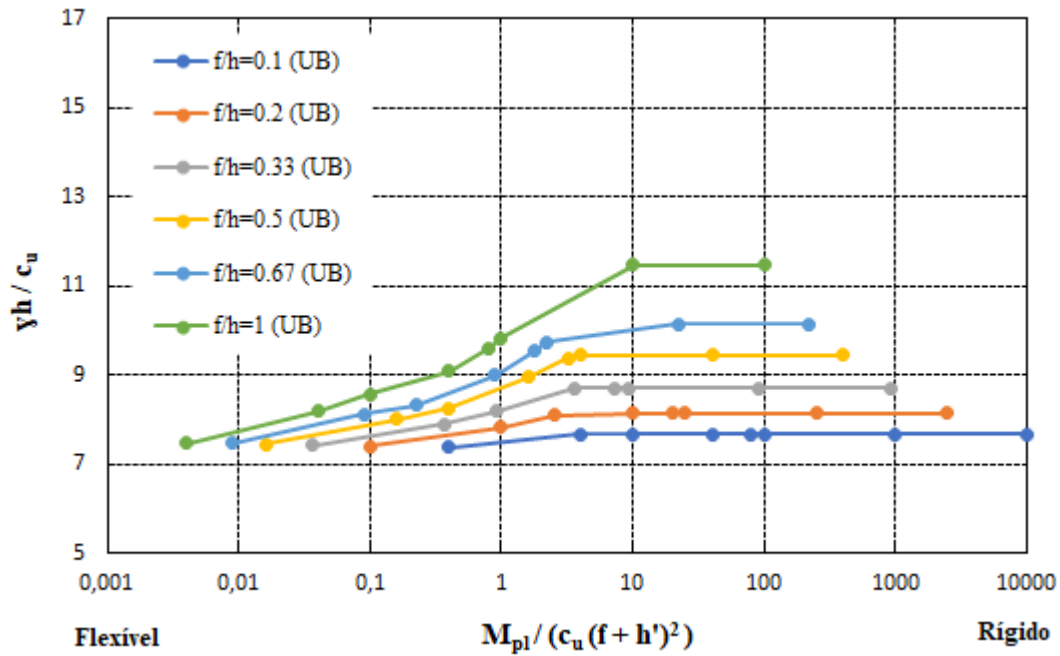


(b) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de $M_{pl} / (c_u (f + h')^2)$

Figura 4.20: Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 1$.

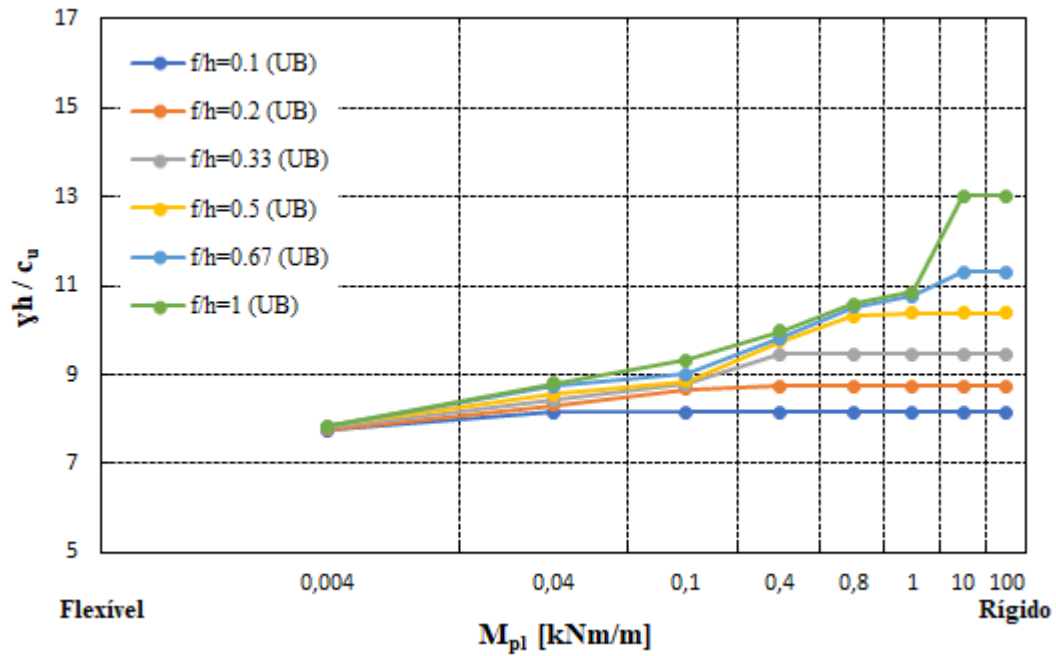


(a) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de M_{pl}

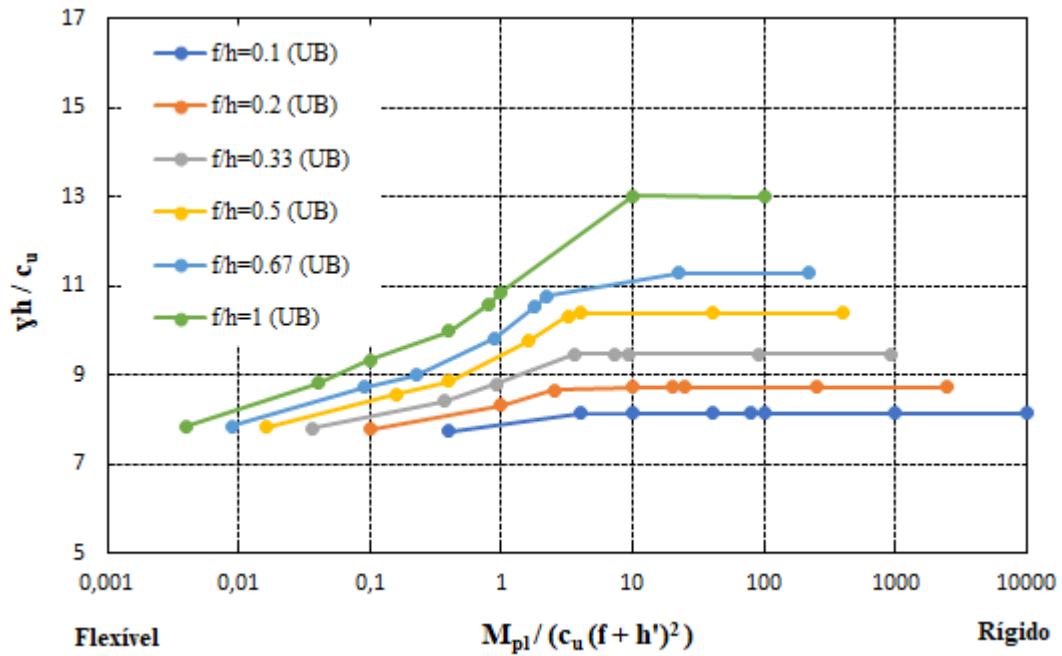


(b) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de $M_{pl} / (c_u (f + h')^2)$

Figura 4.21: Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 1.5$.

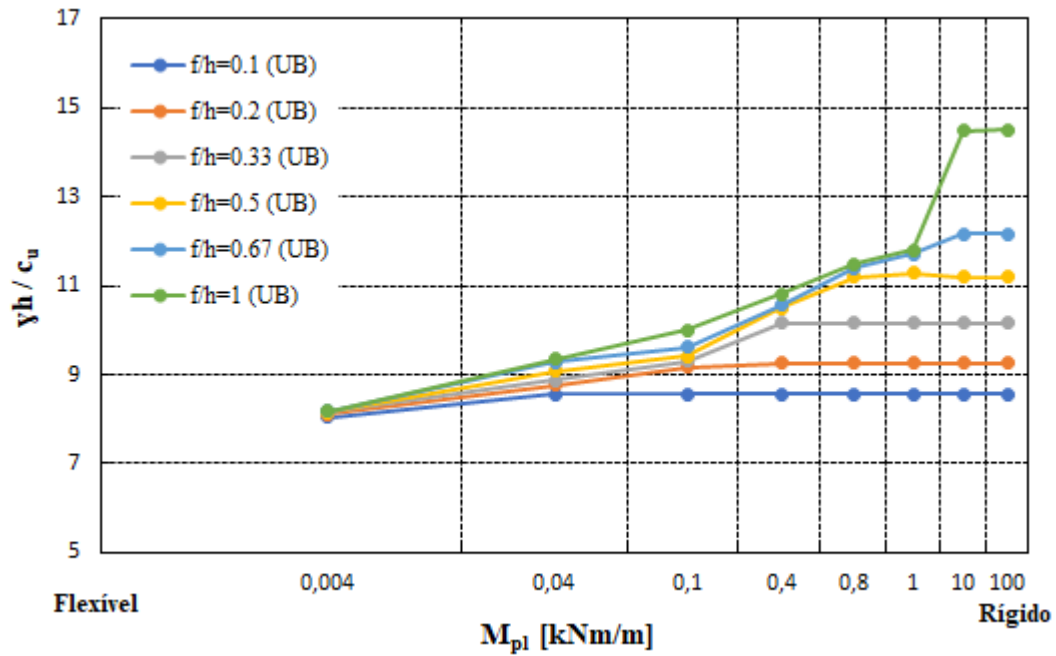


(a) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de M_{pl}

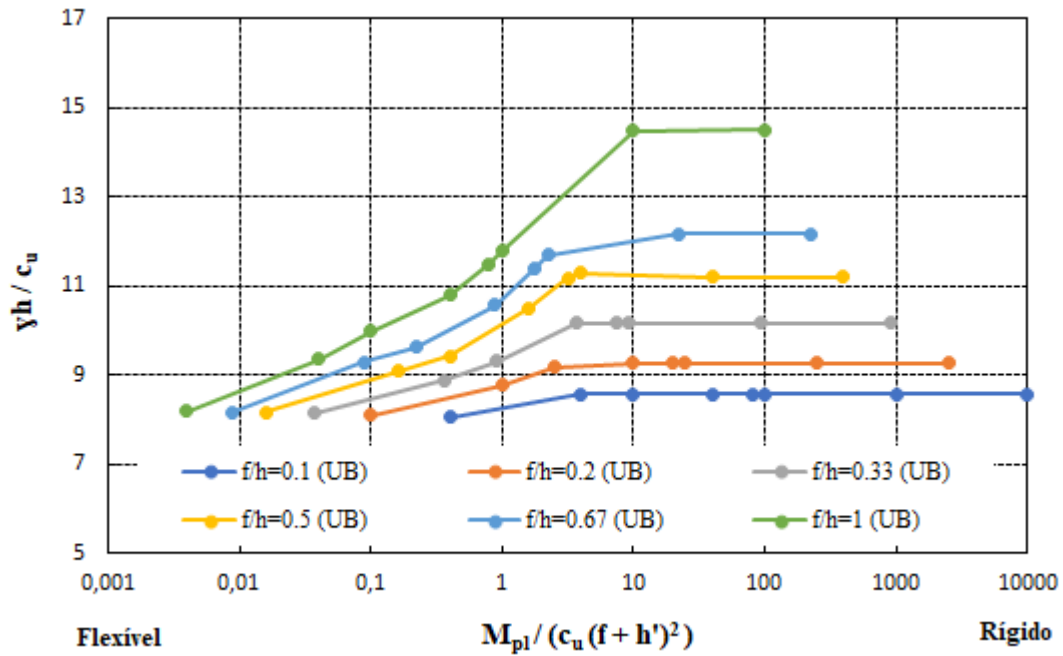


(b) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de $M_{pl} / (c_u (f + h')^2)$

Figura 4.22: Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 2$.

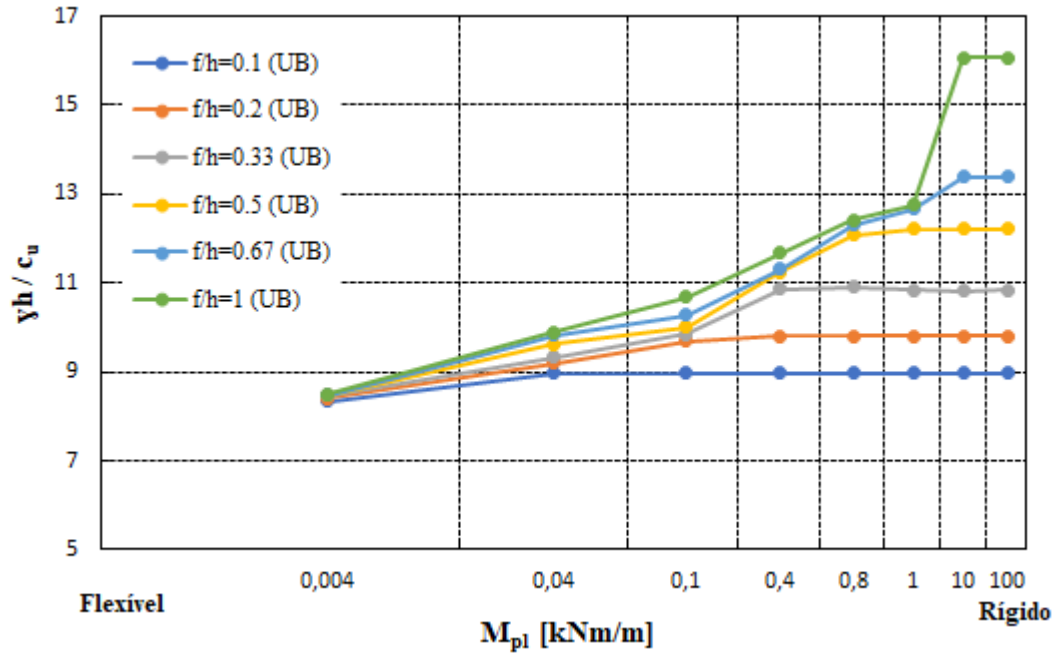


(a) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de M_{pl}

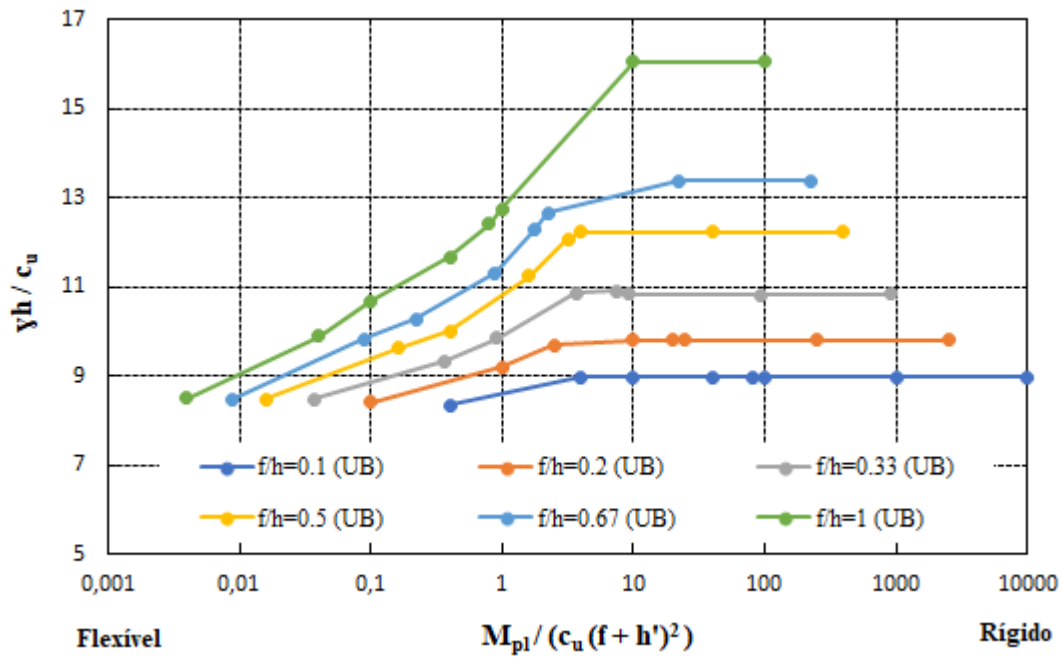


(b) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de $M_{pl} / (c_u (f + h')^2)$

Figura 4.23: Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 2.5$.



(a) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de M_{pl}



(b) Valores de $\gamma h / c_u$ em função dos valores de $M_{pl} / (c_u (f + h')^2)$

Figura 4.24: Influência de M_{pl} e da profundidade enterrada da cortina no número de estabilidade para largura de escavação $h/B = 3$.

- i) a altura enterrada da cortina influencia no número de rótulas plásticas que se formam na cortina, devido ao fato da rotura da cortina ser controlada pelo valor de M_{pl} ;
- ii) nota-se que até as relações com f/h igual a 0.5 a plastificação da cortina ocorre com uma rótula plástica, e para as relações de f/h iguais a 0.67 e 1 com duas rótulas plásticas para todas as relações de h/B ;
- iii) considerando os resultados do estudo realizado por Ukritchon et al. (2003), o parâmetro de resistência $M_{pl}/(c_u f^2) \geq 4$ representa a condição limite em que não há rotura da cortina por flexão, sendo possível concluir que a relação $f/h = 0.1$ estaria na fronteira entre a cortina flexível e rígida, pois o parâmetro de resistência é igual a 4;
- iv) desta forma o item anterior justifica a ocorrência da plastificação da cortina para as relações h/B iguais a 0.2, 0.5, 2.5 e 3 e para as relações com h/B igual a 1, 1.5 e 2 não ocorre a plastificação da cortina quando $f/h = 0.1$.

A Figura 4.26 refere-se aos mecanismos de colapso com largura de escavação, h/B igual a 1.5 para todos os valores de M_{pl} e f/h considerados, sendo possível concluir que:

- i) quando $f/h = 0.1$ a cortina não plastifica para valores de M_{pl} iguais ou superiores a 0.1 kNm/m e $M_{pl}/(c_u f^2) \geq 10$;
- ii) quando $f/h = 0.2$ a cortina não plastifica para valores de M_{pl} iguais ou superiores a 0.4 kNm/m e $M_{pl}/(c_u f^2) \geq 10$;
- iii) quando $f/h = 0.33$ a cortina não plastifica para valores de M_{pl} iguais ou superiores a 0.8 kNm/m e $M_{pl}/(c_u f^2) \geq 7.35$;
- iv) quando $f/h = 0.5, 0.67$ e 1 a cortina não plastifica para valores de M_{pl} iguais ou superiores a 10 kNm/m e $M_{pl}/(c_u f^2) \geq 40, 22.28$ e 10 ;
- v) para as cortinas que plastificam com uma ou duas rótulas plásticas, nota-se que a maior parte da taxa de dissipação nos mecanismos de colapso, concentra-se na lateral da cortina, já para as cortinas que não plastificam a taxa de dissipação concentra-se no pé da cortina e do lado da escavação;
- vi) comparando os diversos valores de M_{pl} e as relações de f/h evidencia-se que o comportamento da cortina depende tanto de M_{pl} , quanto da altura enterrada da cortina, f .

A Figura 4.27 refere-se aos mecanismos de colapso com altura enterrada da cortina, f/h igual a 0.5 e todos os valores de M_{pl} e h/B considerados, sendo possível concluir que:

- i) é possível observar que não ocorre plastificação da cortina para os parâmetros de resistência adaptado, $M_{pl}/(c_u(f+h')^2) \geq 4$;
- ii) as dimensões dos mecanismos de colapso não são influenciados diretamente pela altura enterrada da cortina, f , para a situação em que a cortina é mais flexível;
- iii) ocorre plastificação da cortina com duas rótulas plásticas para o valor de M_{pl} igual a 0.004 kNm/m em todas as larguras de escavação;
- iv) ocorre plastificação da cortina com uma rótula plástica para os valores de M_{pl} compreendidos entre 0.04 kNm/m e 1 kNm/m para todas as larguras de escavação;
- v) não ocorre plastificação da cortina para valores de M_{pl} igual ou superior a 10 kNm/m para todas as larguras de escavação;
- vi) o volume de solo envolvido nos mecanismos de colapso é tanto maior quanto maior o valor de M_{pl} .

4.4. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA

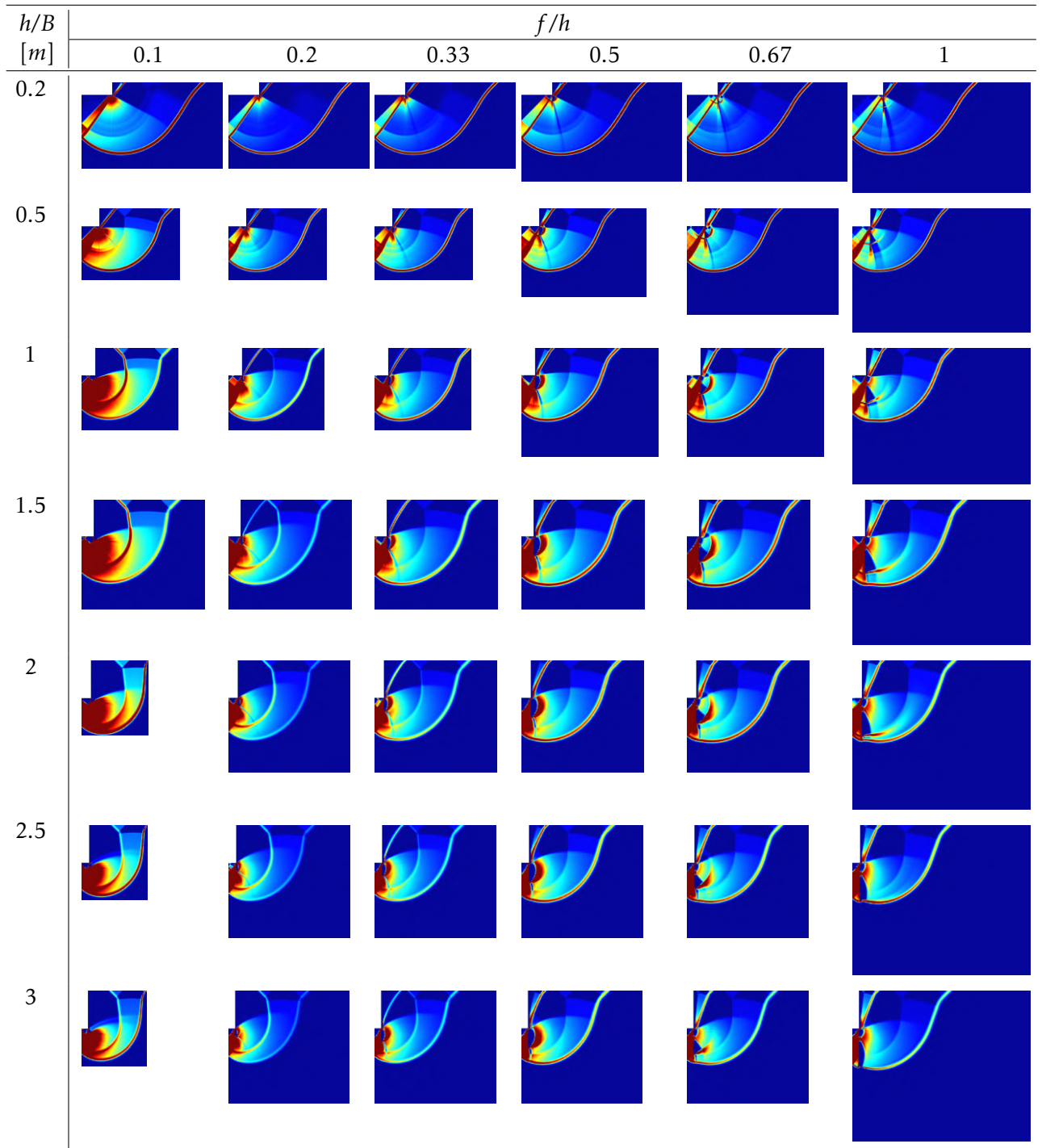


Figura 4.25: Mecanismos de colapso do limite superior para o valor de M_{pl} igual a $0.04kNm/m$ e para diferentes valores de f/h e h/B .

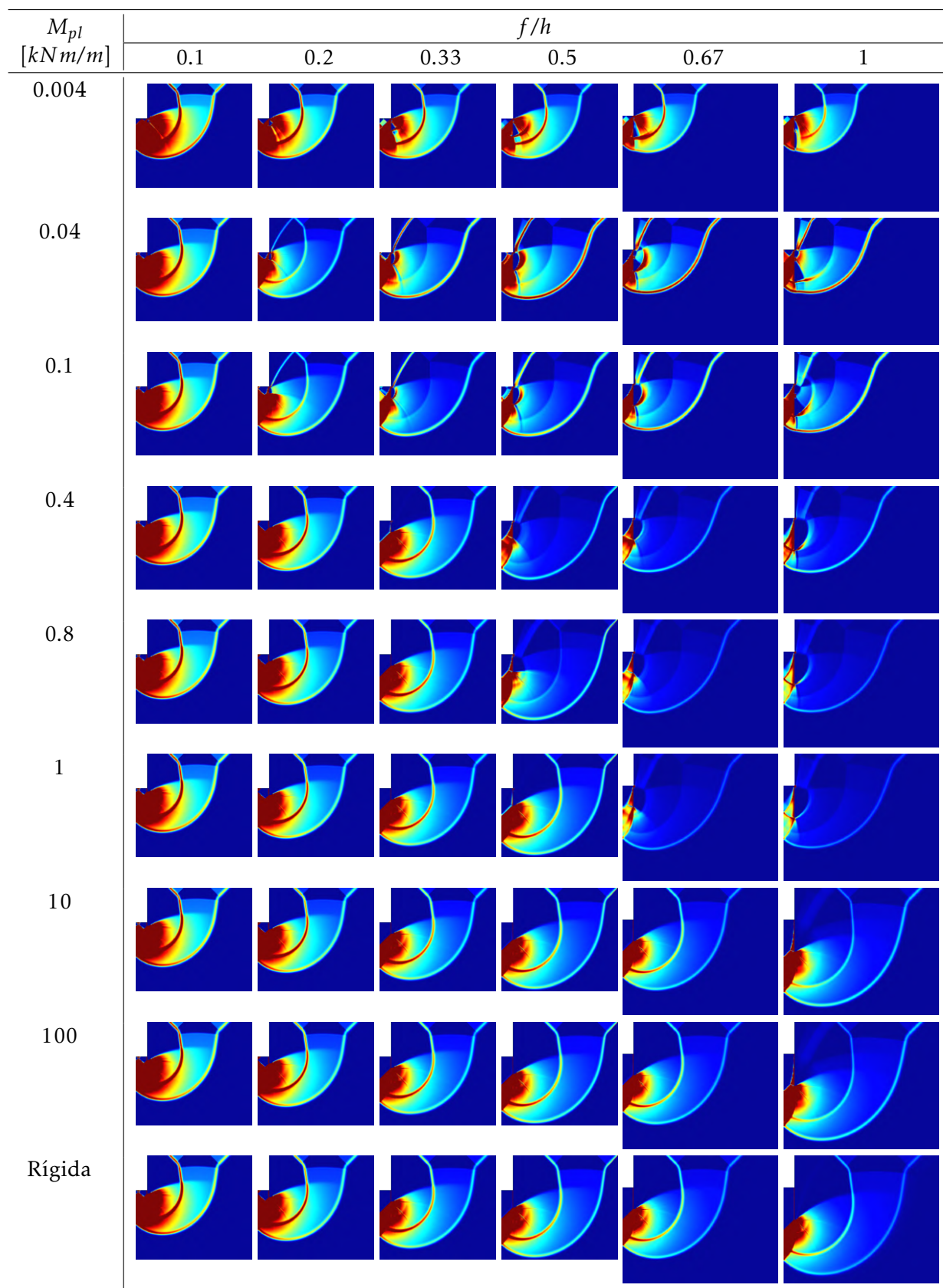


Figura 4.26: Mecanismos de colapso do limite superior para h/B igual a 1.5 e para diferentes valores de f/h e M_{pl} .

4.4. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA

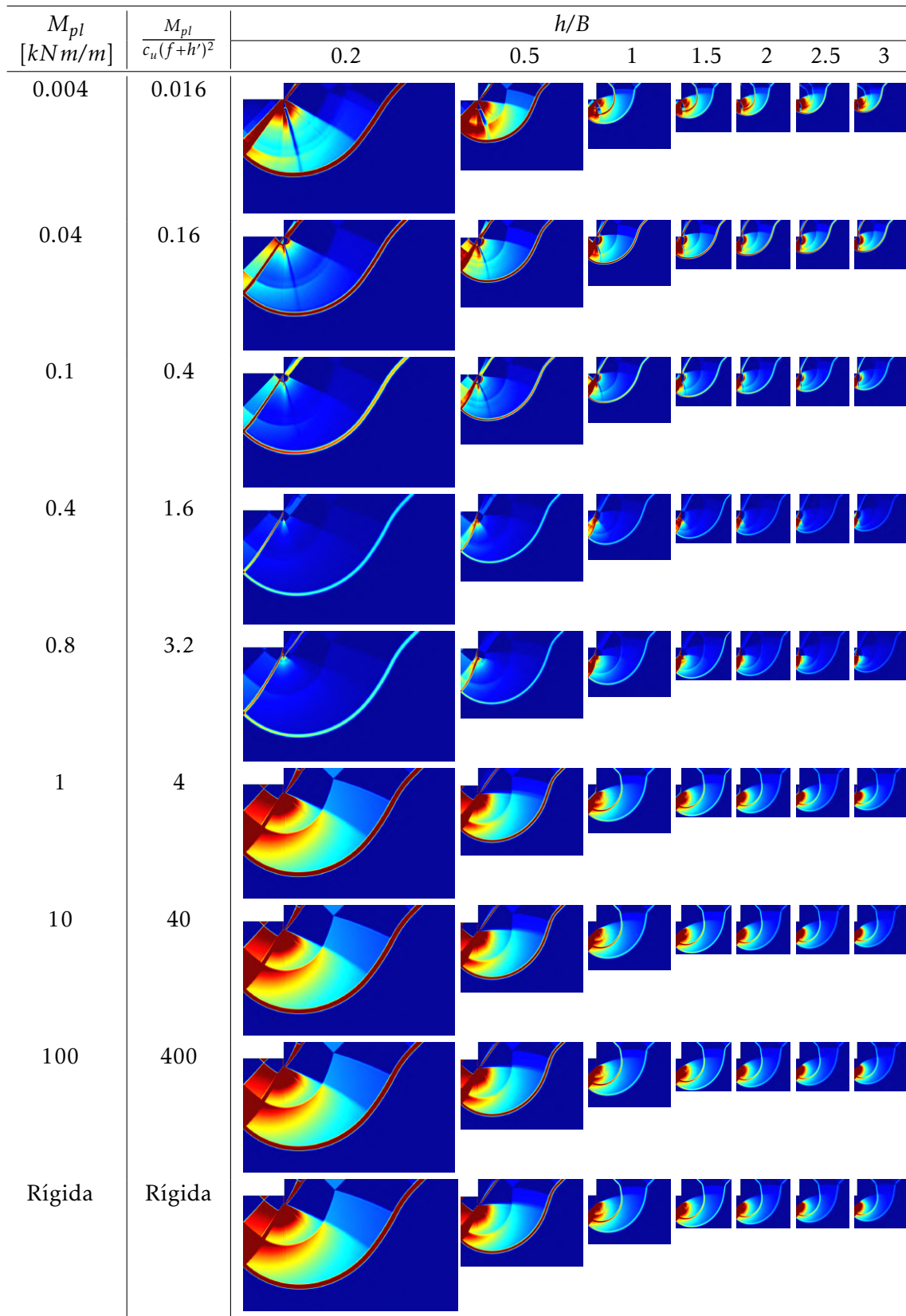


Figura 4.27: Mecanismos de colapso do limite superior para f/h igual a 0.5 e para diferentes valores de h/B e M_{pl} .

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Conforme referido na Introdução, o presente estudo foi desenvolvido com objetivo de prosseguir com os trabalhos de investigação realizados por Patrício (2016) e Lima (2019), nos quais foram considerados os comportamentos elástico e plástico da cortina no problema de rotura de fundo em solos sob condições drenadas. No trabalho realizado estudou-se a influência da resistência à flexão da cortina na ocorrência da rotura de fundo em solos sob condições não drenadas, considerando o comportamento rígido-plástico da cortina.

Primeiramente, foi definido um caso de estudo admitindo uma geometria de base e uma gama ampla de momentos plásticos da cortina. Seguiu-se uma análise paramétrica dos fatores geométricos com maior relevância, como a distância entre o último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação, a largura da escavação e a profundidade enterada da cortina.

Os cálculos foram realizados no software *mechpy*, e gerando as malhas de elementos finitos no software *GMSH*. Desta forma obtiveram-se as estimativas de limites superior e inferior da carga de colapso do problema, para os diferentes casos analisados.

O valor do momento plástico, M_{pl} , atribuído à cortina foi o parâmetro que condicionou o desenvolvimento desta investigação, tendo influência direta nos resultados de número de estabilidade, $\gamma h/c_u$, e na formação dos mecanismos de colapso. O incremento no valor de M_{pl} resulta no aumento do número de estabilidade e no volume de solo envolvido nos mecanismos de colapso.

Em relação à distância entre o último nível de apoios da cortina ao fundo da escavação, h' , conclui-se que quando o seu comprimento está todo apoiado ($h' = 0$), a cortina não plastifica com valores menores de M_{pl} ; os valores do número de estabilidade são maiores de acordo com o aumento do comprimento apoiado da cortina; para os casos em que há plastificação da cortina, as rótulas plásticas tendem a se formar muito próximas do último nível de apoios instalados na cortina, identificando que, para as cortinas mais flexíveis e sem apoio num maior comprimento, normalmente ocorre a formação de duas rótulas plásticas, sendo a segunda próxima da base da escavação.

As variações em relação à largura da escavação, B , demonstram que quanto maior a largura, menores são os resultados do número de estabilidade para todos os valores de M_{pl} atribuídos à cortina, concluindo que este parâmetro não exerce influência significativa na flexão da cortina; para a formação dos mecanismos de colapso nota-se que quanto maior o valor de B , maior a profundidade e largura dos mecanismos de colapso, exceto para o caso em que a cortina é mais flexível e tem apenas metade do seu comprimento apoiado, tendo os mecanismos de colapso dimensões semelhantes.

A profundidade enterrada da cortina, f , tem grande influência na resistência à flexão desta. Os resultados do número de estabilidade são tanto maiores quanto menores as larguras de escavação para todas as relações f/h e valores de momento plástico, M_{pl} , atribuídos à cortina; os valores de M_{pl} tem maior influência para escavações mais estreitas e maior profundidade enterrada da cortina; quanto maior o valor de f maior o valor de M_{pl} que deixa de ocorrer a plastificação da cortina.

Confirma-se neste trabalho o resultado obtido no estudo realizado por Ukritchon et al. (2003), onde demonstrou-se que o parâmetro de resistência $M_{pl}/(c_u f^2) \geq 4$ representa a condição limite em que não há rotura da cortina por flexão, para o caso em que a cortina tem seu comprimento todo apoiado ($h' = 0$). No entanto, observou-se que para alguns casos de relação h/B na situação de $f/h = 0.1$, para aquele valor do parâmetro de resistência, a cortina ainda plastifica, apesar de com um valor de número de estabilidade, N_s , muito próximo do que ocorre com a cortina rígida. Concluiu-se também que para diferentes valores de h' , e para valores iguais do parâmetro de resistência, $M_{pl}/(c_u f^2)$, os resultados do número de estabilidade são diferentes, desta forma, o parâmetro de resistência proposto por Ukritchon et al. (2003) é válido para $h' = 0$ e pode ser adaptado para $M_{pl}/(c_u (f+h')^2)$, considerando que a utilização do fator $f+h'$ parece ser mais adequado para estimar os valores de M_{pl} .

5.2 Desenvolvimentos Futuros

O presente trabalho avalia a influência do comportamento rígido-plástico da cortina, na rotura de fundo de uma escavação sob condições não drenadas. Para futuros desenvolvimentos, propõe-se complementar a análise efetuada para as relações geométricas $h'/h = 0.25$ e $h'/h = 0.5$, que não foram possíveis ser estudadas, nas diferentes geometrias já abordadas, como f/h e B . Além destas análises, investigar outras profundidades de escavação, h , com objetivo de confirmar os resultados do parâmetro de resistência adaptado, $M_{pl}/(c_u(f+h')^2)$ obtidos no presente trabalho.

BIBLIOGRAFIA

- Aleixo, V. C. R. (2015). “Rotura de fundo em escavações devida a percolação ascendente”. Dissertação de Mestrado. FCT/UNL.
- Andrade Viana, L., Guerra, N. M. C. e Antão, A. N. (2016). “Análise numérica através do teorema cinemático da rotura de fundo de escavações profundas por percolação”. Portuguese. Em: *15º Congresso Nacional de Geotecnia*.
- Antão, A. N., Guerra, N. M. C., Matos Fernandes, M. e Cardoso, A. (2008). “Influence of tension cut-off on the stability of anchored concrete soldier-pile walls in clay”. Em: *Canadian Geotechnical Journal* 45(7), pp. 1036–1044.
- Antão, A. N., Santana, T., Silva, M. Vicente da e Guerra, N. M. C. (2011). “Passive earth-pressure coefficients by upper-bound numerical limit analysis”. Em: *Canadian Geotechnical Journal* 48(5), pp. 767–780.
- Bjerrum, L. e Eide, O. (1956). “Stability of strutted excavations in clay”. Em: *Geotechnique*. 1ª ed. Vol. 6, pp. 32–47.
- Deusdado, N. (2017). “Método do lagrangeano aumentado aplicado ao desenvolvimento de formulações de elementos finitos para análise limite”. Tese de Doutoramento. Universidade Nova de Lisboa.
- Deusdado, N., Antão, A. N., Vicente da Silva, M. e Guerra, N. M. C. (2015). “Determinação de impulsos de terras através de implementação numérica dos teoremas estático e cinemático”. Em: *CMNE 2015, Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia*. Lisboa, 29 Junho - 2 Julho.
- Guerra, N. M. C. (2016). *Análise de estruturas geotécnicas*. Texto de apoio. FCT/UNL.
- Guerra, N. M. C. (2018). *Fundações especiais e contenções*. Texto de apoio. FCT/UNL.
- Josefino, C., Santana, T., Vicente da Silva, M., Antão, A. N. e Guerra, N. M. C. (2010). “Two-dimensional basal stability of deep excavation in homogeneous clay deposit using upper bound numerical analysis”. Em: *Proceedings of the International Geotechnical Conference*. Vol. 2, pp. 614–621.
- Lima, V. A. de (2019). “Influência da resistência à flexão de paredes de contenção na rotura de fundo de escavações em condições drenadas”. Dissertação de Mestrado. FCT/UNL.
- Matos Fernandes, M. A. de (1983). “Estruturas flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento”. Tese de Doutoramento. FEUP.

- NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7, Projecto Geotécnico, Parte 1:Regras Gerais*. CT115, Instituto Português da Qualidade.
- O'Rourke, T. D. (1993). "Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay". Em: *Retaining structures*.
- Patrício, P. G. R. (2016). "Rotura de fundo de escavações em solos arenosos devido a percolação ascendente". Dissertação de Mestrado. FCT/UNL.
- Santana, T., Vicente da Silva, M., Antão, A. N. e Guerra, N. M. C. (2018). "Two dimensional upper and lower-bound numerical analysis of the basal stability of deep excavations in clay". English. Em: *Numerical methods in geotechnical engineering IX*. Ed. por A. Cardoso, J. Borges, P. Costa, A. Gomes, J. Marques e C. Vieira. Vol. 2. CRC Press/Balkema, pp. 1197–1202.
- Skempton, A. (1951). "The bearing capacity of clays". Em: *Proc. Building Research Congress* 1, pp. 180–189.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. 2ª ed. New York:John Wiley & Sons,Inc.
- Ukritchon, A., Whittle, A. e Sloan, S. (2003). "Undrained stability of braced excavations in clay". Em: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Vicente da Silva, M. (2009). "Implementação numérica tridimensional do teorema cinemático da análise". Tese de Doutoramento. Universidade Nova de Lisboa.
- Vicente da Silva, M. e Antão, A. N. (2007). "A non-linear programming method approach for upper bound limit analysis". Em: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 72, pp. 1192–1218.
- Vicente da Silva, M. e Antão, A. N. (2008). "Upper bound limit analysis with a parallel mixed finite element formulation". Em: *International Journal of Solids and Structures* 45(22-23), pp. 5788–5804.